ALVENARIA ESTRUTURAL

O PRESENTE TRABALHO CONSTA DE UMA MESCLA ENTRE A APOSTILA DE ESTRUTURAS MISTAS ELABORADA PELAS PROFAS. SILVIA MARIA BAPTISTA KALIL E MARIA REGINA LEGGERINI, COM O TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO, ORIENTADO PELA AUTORA, DO ALUNO VINICIUS BONACHESKI

ALVENARIA ESTRUTURAL

1. SISTEMAS ESTRUTURAIS

Podemos citar diferentes sistemas estruturais a serem adotados durante a concepção do projeto de uma edificação. A escolha do sistema adequado se dá em função do uso da edificação, de custos e recursos.

1.1 TOTALMENTE ESTRUTURADO

Quando os elementos estruturais de sua supra estrutura são lajes, vigas e pilares previamente dimensionados e que tem a finalidade de resistir ao seu peso próprio e a todas as cargas atuantes.

O material adotado também deve ser escolhido de acordo com o projeto, podendo, estas estruturas, serem construídas em concreto armado, madeira, alumínio ou aço.

Nestes casos, as paredes funcionam como elementos de vedação, sem responsabilidade estrutural (carregar cargas), as mesmas podem ser total ou parcialmente removidas sem que o equilíbrio do conjunto seja prejudicado.

As paredes externas, normalmente, são construídas em alvenaria ou outro elemento que garanta a durabilidade e a estanqueidade do interior da edificação. As paredes internas podem ser do mesmo material que as externas ou ainda de gesso acartonado, painéis de madeira, fórmica, aglomerados em geral ou similares.

É um sistema tradicionalmente adotado em edificações de grande porte.

1.2 ALVENARIA ESTRUTURAL

A alvenaria é um sistema construtivo que utiliza peças industrializadas de dimensões e peso que as fazem manuseáveis, ligadas por argamassa, tornando o conjunto monolítico.

Estas peças industrializadas podem ser moldadas em:

- Cerâmica
- Concreto
- Sílico-calcáreo

A alvenaria estrutural é um sistema construtivo tradicional, utilizado à milhões de anos. Inicialmente eram utilizados blocos de rocha como elementos de alvenaria, mas a partir do ano 4.000 a.C. a argila passou a ser trabalhada possibilitando a produção de tijolos.

O sistema construtivo desenvolveu-se inicialmente através do simples empilhamento de unidades, tijolos ou blocos. Os vãos eram executados com peças auxiliares, como vigas de madeira ou pedra.

Ao passar do tempo, foi descoberta uma alternativa para a execução dos vãos: os arcos. Estes seriam obtidos através do arranjo entre as unidades. Assim foram executadas pontes e outras obras de grande beleza, obtendo maior qualidade à alvenaria estrutural. Um exemplo disso é a parte superior da igreja de Notre Dame, em Paris.

Ao longo dos séculos obras importantes foram executadas em alvenaria estrutural, entre elas o Parthenon, na Grécia, construído entre 480 a.C. e 323 a.C. e a Muralha da China, construída no período de 1368 a 1644.

Até o final do século XIX a alvenaria predominou como material estrutural, porém devido à falta de estudos e de pesquisas na área, não se tinha conhecimento de técnicas de racionalização. As teorias de cálculos eram feitos de forma empírica, com isso não se tinha plena garantia da segurança da estrutura, forçando um super-dimensionamento das mesmas. Em 1950 surgiram códigos de obras e normas com procedimentos de cálculo na Europa e América do Norte, acarretando em um crescimento marcante da alvenaria estrutural em todo mundo.

No Brasil em 1966 foram construídos os primeiros prédios em alvenaria estrutural, com 4 pavimentos em alvenaria armada de blocos de concreto, no Conjunto Habitacional "Central Parque da Lapa". É estimado que no Brasil, entre 1964 e 1966, tenham sido executados mais de dois milhões de unidades habitacionais em alvenaria estrutural.

A alvenaria estrutural atingiu o auge no Brasil na década de 80, disseminada com a construção dos conjuntos habitacionais, onde ficou tida como um sistema para baixa renda. Devido ao seu grande potencial de redução de custos diversas construtoras e produtoras de blocos investiram nessa tecnologia para torná-la mais vantajosa.

A inexperiência por parte dos profissionais dificultou sua aplicação com vantagens e causou várias patologias nesse tipo de edificação, fazendo com que o processo da alvenaria estrutural desacelerasse novamente.

Apesar disso, as vantagens econômicas proporcionadas pela alvenaria estrutural em relação ao sistema construtivo convencional incentivaram algumas construtoras a continuarem no sistema e buscarem soluções para os problemas patológicos observados.

Atualmente, no Brasil, com a abertura de novas fábricas de materiais assim como o desenvolvimento de pesquisas com a parceria de empresas do ramo (cerâmicas, concreteiras, etc.) fazem com que a cada dia mais construtores utilizem e se interessem pelo sistema.

Neste tipo de estrutura, a alvenaria tem a finalidade de resistir ao carregamento da edificação, tendo as paredes função resistente. A remoção de qualquer parede fica sujeita a análise e execução de reforços.

Atente-se a dupla função das paredes: resistência e vedação.

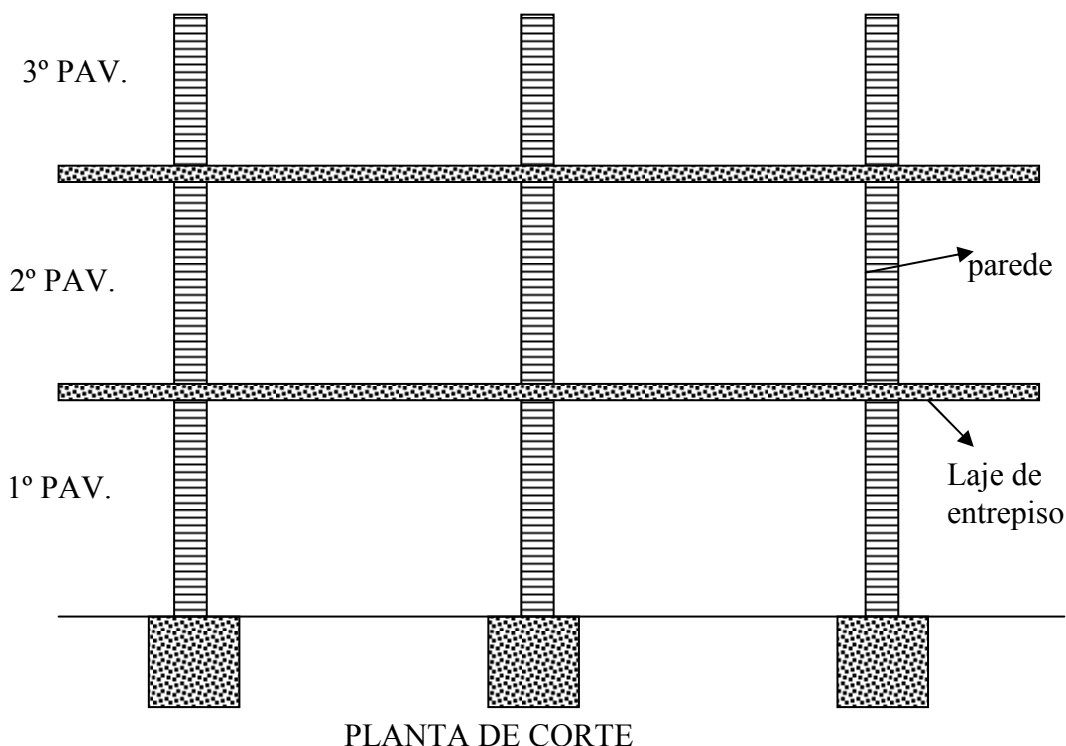
As lajes da edificação normalmente são em concreto armado ou protendido, podendo ser moldadas no local ou pré fabricadas.

Para se ter um bom projeto a Alvenaria Estrutural não pode ser vista meramente como um conjunto de paredes superpostas, resistindo o seu peso próprio e outras cargas adicionais. Deve ser compreendida como UM PROCESSO CONSTRUTIVO racionalizado, projetado, calculado e construído em conformidade com as normas pertinentes, visando funcionalidade com segurança e economia.

No processo criativo de uma edificação em alvenaria estrutural é fundamental a perfeita integração entre Arquiteto e Engenheiro Estruturista, objetivando a obtenção de uma estrutura economicamente competente para suportar todos os esforços previstos sem prejuízo das demais funções: compartimentação, vedação, isolamento termo-acústico, instalações hidráulicas, elétricas, telefônicas e ter função estética.

A concepção estrutural pode ser facilitada se alguns aspectos forem observados: forma; distribuição das paredes resistentes; lajes.

Um projeto arquitetônico em alvenaria portante será mais econômico na medida em que for mais repetitivo e tiver paredes coincidentes nos diversos pavimentos, dispensando elementos auxiliares ou estrutura de transição.

PLANTA DE CORTE

A capacidade portante (tensão admissível) da alvenaria deve estar bem definida. Esta determinação pode ser feita em laboratório ou apenas estimada sempre baseada em ensaios já elaborados e de acordo com o material utilizado.

Para se obter uma boa alvenaria, é necessário controlar não apenas o tijolo ou bloco, mas também a argamassa utilizada.

A execução da alvenaria portante também deve ser controlada pois a espessura das juntas, o prumo das paredes e sua altura também modificam a sua capacidade resistente.

As maiores vantagens da alvenaria estrutural em relação aos processos tradicionais são:

- Economia no uso de madeira para formas;
- Redução no uso de concreto e ferragens;
- Redução na mão-de-obra em carpintaria e ferraria;
- Facilidade de treinar mão-de-obra qualificada;
- Projetos são mais fáceis de detalhar;

- Maior rapidez e facilidade de construção;
- Menor número de equipes ou sub-contratados de trabalho;
- Ótima resistência ao fogo;
- Ótimas características de isolamento termo-acústico;
- Flexibilidade arquitetônica pelas pequenas dimensões do bloco;

As maiores desvantagens da alvenaria estrutural são:

- As paredes portantes não podem ser removidas sem substituição por outro elemento de equivalente função;
- Impossibilidade de efetuar modificações na disposição arquitetônica original;
- O projeto arquitetônico fica mais restrito;
- Vãos livres são limitados;
- Juntas de controle e dilatação a cada 15m.

Este tipo de estrutura pode ser dividido em 2 (dois) tipos:

-Alvenaria Estrutural Não Armada

-Alvenaria Estrutural Armada.

1.2.1 Alvenaria Estrutural Não Armada

Este sistema vem sendo tradicionalmente utilizado em edificações de pequeno porte, como residências e prédios de até 8 (oito) pavimentos.

Existem normas tanto para o cálculo estrutural (NBR 10837 – "Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto") como para a execução (NBR 8798 – "Execução e controle de obras em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto").

O tamanho do bloco a ser utilizado é definido na fase de projeto pois é necessária a paginação de cada uma das paredes da edificação.

Na alvenaria estrutural não armada à análise estrutural não deve acusar esforços de tração.

1.2.2 Alvenaria Estrutural Armada

Pode ser adotada em edificações com até mais de 20 pavimentos.

São normalmente executados com blocos vazados de concreto ou cerâmicos, sendo a execução e o projeto regidos pelas mesmas normas citadas anteriormente.

O tamanho do bloco a ser utilizado, assim como na alvenaria não armada, é definido na fase de projeto pois também é necessária a paginação de cada uma das paredes da edificação.

1.3 ESTRUTURAS MISTAS

Tem-se uma estrutura mista, sempre que forem adotados materiais estruturais diferenciados. Podemos misturar alvenaria com concreto armado, aço e concreto, madeira e alvenaria, aço e alvenaria, etc...

Na realização de alterações no projeto, qualquer elemento a ser removido deve ser analisado e se houver necessidade, substituído ou reforçado. A remoção de um elemento estrutural pode por em risco o equilíbrio do conjunto.

É muito comum a ocorrência de estruturas mistas em edifícios com 3 (três) a 5 (cinco) pavimentos, que tenham a necessidade do 1º (primeiro) pavimento com uso diferenciado. Tem pilares das fundações ao piso do 2º (segundo) pavimento, que é totalmente estruturado, e os demais pavimentos são apoiados em alvenarias portantes.

Apesar deste modelo ser amplamente adotado em edificações de pequeno porte, e de ser mais econômico do que o modelo totalmente estruturado, tem limitações grandes, e devem ser adotados cuidados especiais não só durante o projeto, mas também durante a sua execução.

A definição da capacidade resistente das alvenarias e a análise bem detalhada do projeto arquitetônico, para que as cargas sejam definidas da forma mais precisa possível, é de suma importância para o bom desempenho deste tipo de estrutura.

2. UNIDADES PARA EDIFICAÇÕES (TIJOLOS OU BLOCOS) : TIPOLOGIA E PROPRIEDADES MECÂNICAS

Os tijolos ou blocos que compõem a alvenaria podem ser constituídos de diferentes materiais, sendo os mais utilizados os cerâmicos ou de concreto.

Qualquer que seja o material utilizado as propriedades desejáveis são:

- Ter resistência à compressão adequada;
- Ter capacidade de aderir à argamassa tornando homogênea a parede;
- Possuir durabilidade frente aos agentes agressivos (umidade, variação de temperatura e ataque por agentes químicos);
- Possuir dimensões uniformes;
- Resistir ao fogo.

2.1 TIJOLOS MACIÇOS CERÂMICOS:

São blocos de barro comum, moldados com arestas vivas e retilíneas, obtidos pela queima da argila, que se dá em temperaturas em torno de 1000ºC.

2.1.1 Tipologia

Devem possuir a forma de um paralepípedo retângulo sendo suas dimensões nominais recomendadas pela NBR 8041 " Tijolo Maciço Cerâmico para Alvenaria – Forma e Dimensões":

Tabela 1 – Dimensões nominais

Comprimento (mm)	Largura (mm)	Altura (mm)
190	90	57
190	90	90

Fonte : Transcrição da Tabela1 da NBR 7170

Devem possuir todas as faces planas, podendo apresentar rebaixos de fabricação em uma das faces de maior área.

É comum os tijolos apresentarem expansão devido à incorporação de umidade do ambiente. Em consequência é recomendado que se evite a utilização de blocos ou tijolos cerâmicos com menos de duas ou três semanas após saírem do forno.

2.1.2 Propriedades mecânicas

Os tijolos podem ser comuns ou especiais.

Os tijolos comuns são classificados em A, B ou C de acordo com as suas propriedades mecânicas prescritas pela NBR 7170 " Tijolo maciço cerâmico para alvenaria".

Sua resistência à compressão deve ser testada segundo encaminhamento prescrito pela NBR 6460 " Tijolo maciço cerâmico para alvenaria – Verificação da resistência à compressão" e atender aos valores indicados pela tabela 2:

Tabela 2 – Resistência mínima à compressão

Categoria	Resistência à compressão (MPa)
A	1,5
B	2,5
C	4,0

Fonte: Transcrição da Tabela 2 da NBR 7170

Os tijolos e blocos cerâmicos possuem coeficiente de dilatação térmica pequeno, sendo adotado um valor médio de $6x10^{-6}$ /ºC.

Juntas de dilatação devem ser espaçadas de 12 à 15m, para evitar uma possível fissuração da alvenaria devido à expansão dos tijolos por incorporação de umidade, ou variação de temperatura.
Os tijolos maciços especiais podem ser fabricados em formato e especificações acordadas entre as partes mas nos quesitos não especificados devem prevalecer as condições da NBR 7170 e NBR 8041.

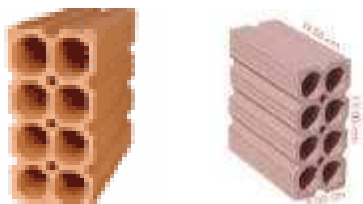
2.2 BLOCOS CERÂMICOS

São blocos vazados moldados com arestas vivas retilíneas, sendo os furos cilíndricos ou prismáticos. São produzidos a partir da queima da cerâmica vermelha. A sua conformação é obtida através da extrusão.

Durante este processo toda a umidade é expulsa e a matéria orgânica é queimada, ocorrendo a vitrificação com a fusão dos grãos de sílica.

2.2.1 Blocos de vedação

São blocos usados na construção das paredes de vedação.

No assentamento dos blocos cerâmicos de vedação os furos são geralmente dispostos horizontalmente, o que ocasiona a diminuição da resistência dos painéis de alvenaria.

2.2.2 Blocos portantes

São blocos usados na construção de paredes portantes. Devem ter furos dispostos na direção vertical.

Esta afirmativa se deve à diferença no mecanismo de ruptura de ambos, que no caso dos furos verticais formam indícios da situação de colapso, enquanto que no caso de furos horizontais o colapso é brusco e frágil, não sendo adequado seu uso como material estrutural.

2.2.3 Tipologia

Conforme mencionado, o processo de vitrificação nas faces do bloco compromete a aderência com a argamassa de assentamento ou revestimento. Por esta razão, as faces dos blocos são constituídas de ranhuras e saliências.

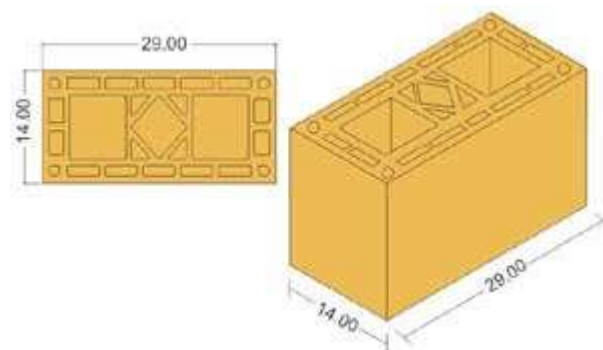
Suas dimensões nominais são recomendadas pela NBR 8042 "Bloco Cerâmico Vazado para Alvenaria – Formas e Dimensões" e estão dispostas na tabela 3:

Tabela 3 – Dimensões nominais para blocos de vedação e portantes comuns.

Dimensões comerciais L x H x C (cm)	Dimensões nominais (mm)		
	Largura (L)	Altura (H)	Comprimento (C)
10x20x10	90	190	90
10x20x20	90	190	190
10x20x30	90	190	290
10x20x40	90	190	390
15x20x10	140	190	90
15x20x20	140	190	190
15x20x30	140	190	290
15x20x40	140	190	390
20x20x10	190	190	90
20x20x20	190	190	190
20x20x30	190	190	290

20x20x40	190	190	390

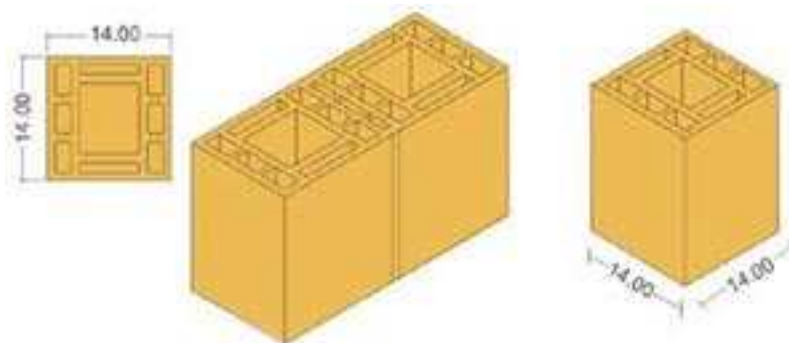
Fonte: Transcrição da Tabela 1 da NBR 7171

A seguir são apresentadas figuras e dimensões dos blocos cerâmicos estruturais mais comumente utilizados nas edificações em alvenaria estrutural em blocos cerâmicos.

Bloco Cerâmico 14x19x29 cm

Fonte: Site www.ceramicamatieli.com.br (abril/2006)

Dimensão real: 14x19x29 cm

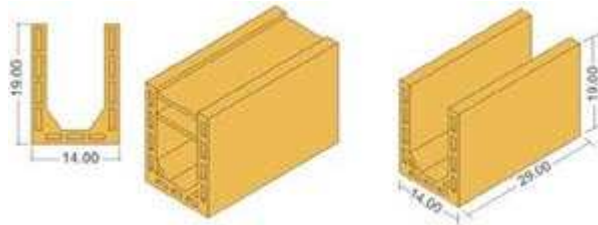
Área Bruta: 406 cm²

Peso: 6,0 kg

Bloco Cerâmico 14x19x14 cm

Fonte: Site www.ceramicamatieli.com.br (abril/2006)

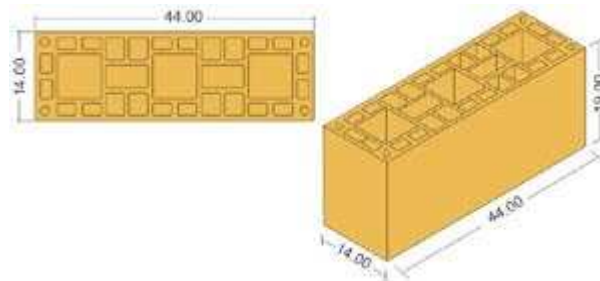
Dimensão real: 14x19x14 cm

Área Bruta: 196 cm²

Peso: 3,0 kg

Bloco Cerâmico Canaleta 14x19x29 cm

Fonte: Site www.ceramicamatieli.com.br (abril/2006)

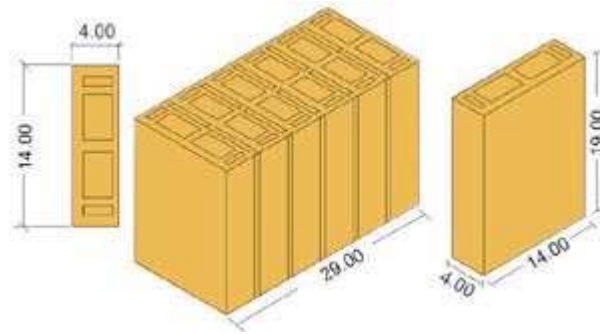
Dimensão real: 14x19x29 cm

Peso: 6,0 kg

Bloco Cerâmico 14x19x44 cm

Fonte: Site www.ceramicamatieli.com.br (abril/2006)

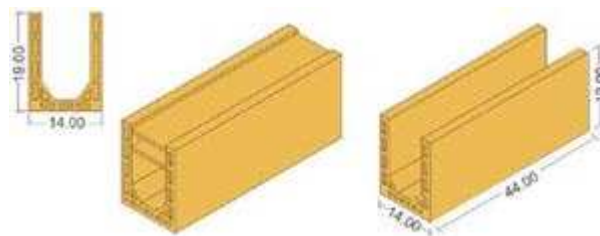
Dimensão real: 14x19x44 cm

Área Bruta: 616 cm²

Peso: 8,4 kg

Bloco Compensador 14x19x4 cm

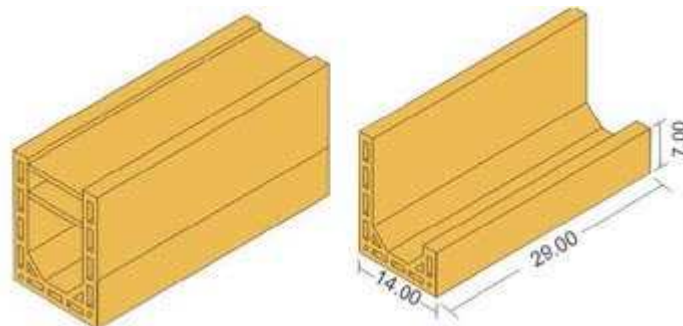
Fonte: Site www.ceramicamatieli.com.br (abril/2006)

Dimensão real: 14x19x29 cm

Peso: 1,3 kg

Bloco Canaleta 14x19x44 cm

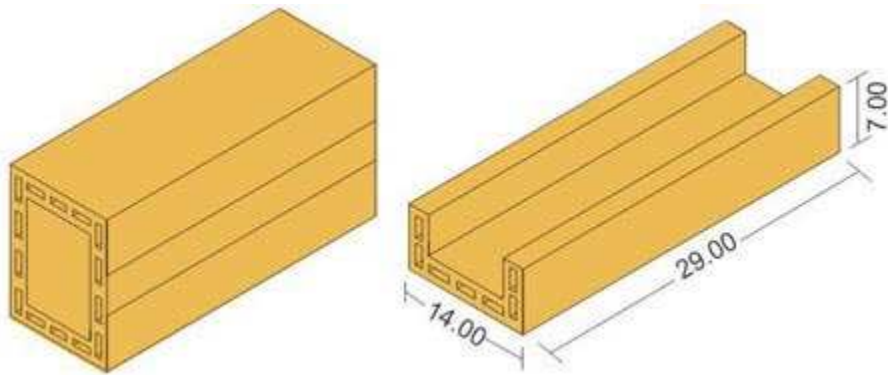
Fonte: Site www.ceramicamatieli.com.br (abril/2006)

Dimensão real: 14x19x44 cm

Peso: 9,0 kg

Bloco "J" 14x19x29 cm

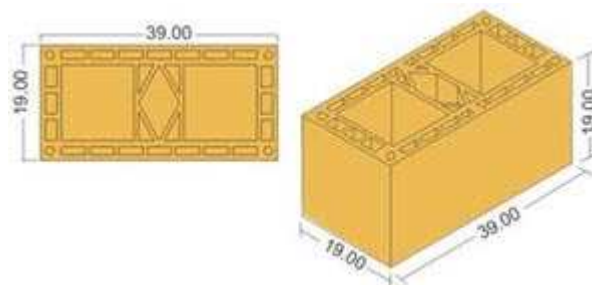
Fonte: Site www.ceramicamatieli.com.br (abril/2006)

Dimensão real: 14x(7 ou 9 ou 11)x19x29 cm

Peso: 6,0 kg

Bloco Canaleta 14x07x29 cm

Fonte: Site www.ceramicamatieli.com.br (abril/2006)

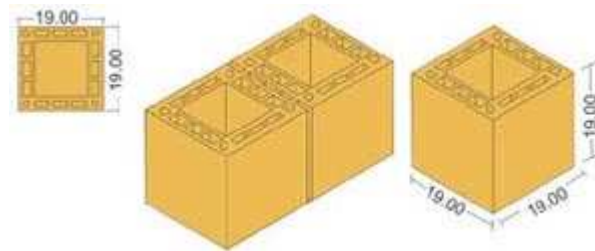
Dimensão real: 14x07x07x29 cm/14x09x09x29cm/ 14x11x11x29 cm

Peso: 5,6 kg/5,5 kg/6,2 kg

Bloco Cerâmico 19x19x39 cm

Fonte: Site www.ceramicamatieli.com.br (abril/2006)

Dimensão real: 19x19x39 cm

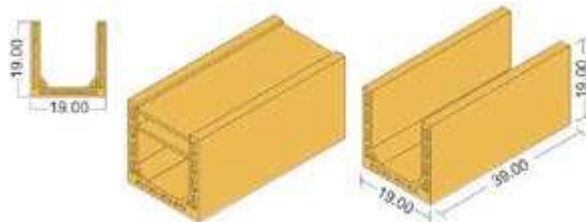
Área Bruta: 741 cm²

Peso: 8,5 kg

Bloco Cerâmico 19x19x19 cm

Fonte: Site www.ceramicamatieli.com.br (abril/2006)

Dimensão real: 19x19x19 cm

Área Bruta: 361 cm²

Peso: 4,7 kg

Bloco Canaleta 19x19x39 cm

Fonte: Site www.ceramicamatieli.com.br (abril/2006)

Dimensão real: 19x19x39 cm

Peso: 7,5 kg

2.2.4 Propriedades mecânicas

A resistência à compressão mínima dos blocos na área bruta deve atender aos valores indicados na tabela 3 da NBR 7171 " Bloco Cerâmico para Alvenaria" que classifica os blocos em tipo A, B, C, D e F:

Tabela 4 – Resistência à compressão

Tipo		Resistência à compressão na área bruta* (MPa)
De vedação	A	1,5
	B	2,5
Portante	C	4,0
	D	7,0
	F	10,0

Fonte: Transcrição da Tabela 3 da NBR 7171
* Área bruta representa a área de qualquer uma das faces.

O ensaio de resistência à compressão destes blocos deve seguir método prescrito e especificado na NBR 6461 "Bloco Cerâmico para Alvenaria – Verificação da Resistência à Compressão".

A inspeção dos lotes deve ser feita no local pelas partes e segue indicação da NBR 7171. Devem ser consideradas as suas dimensões, desvio em relação ao esquadro e planeza das faces.

Os blocos cerâmicos especiais podem ser fabricados em formato e especificações acordadas entre as partes mas nos quesitos não especificados devem prevalecer as condições da NBR 7171.

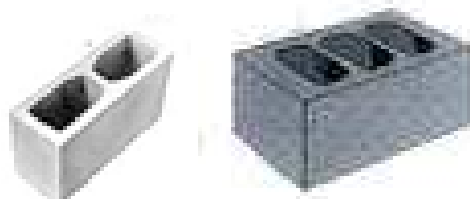
2.3 BLOCOS DE CONCRETO

2.3.1 Tipologia

Quanto às dimensões classificam-se em M20 e M15, conforme tabela abaixo:

Tabela 5 – Dimensões nominais

Dimensões	Largura (mm)	Altura (mm)	Comprimento (mm)
M-20	190	190	390 ou190*
M-15	140	190	390 ou 190*

Fonte : Transcrição de dados da NBR 6136
* meio bloco

2.3.2 Propriedades mecânicas

Os blocos de concreto são classificados pela NBR 6136 " Blocos Vazados de Concreto Simples para Alvenaria Estrutural" em classe A e B.

O bloco de classe A aplica-se à alvenarias externas sem revestimento devendo o bloco possuir resistência característica à compressão maior do que 6 MPa, além de sua capacidade de vedação.

O bloco de classe B aplica-se à alvenarias internas ou externas com revestimento devendo possuir resistência característica à compressão de no mínimo 4,5 Mpa.

A determinação das propriedades mecânicas de um bloco de concreto segue prescrições da NBR 7184 " Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Determinação da resistência à compressão".

As maiores empresas fabricam blocos que apresentam uma média de resistência à compressão de 12 à 15 MPa podendo atingir até 20 MPa.

3 ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO

A argamassa de assentamento é o elemento de ligação entre as unidades de alvenaria, normalmente constituída de cimento, areia e cal. Cabe salientar que não é correto utilizar os procedimentos de produção de concreto para produzir argamassas de boa qualidade, pois no concreto o objetivo final é obter maior resistência à compressão, enquanto na argamassa os objetivos são os seguintes:

- Solidarizar as unidades transferindo as tensões de maneira uniforme entre as unidades;
- Distribuir uniformemente as cargas atuantes na parede;
- Absorver pequenas deformações que a alvenaria está sujeita;
- Compensar as irregularidades dimensionais das unidades de alvenaria;
- Selar as juntas contra a entrada de água e vento nas edificações

3.1 MATERIAIS CONSTITUINTES DAS ARGAMASSAS

3.1.1 Cimento

São utilizados cimentos Portland Comum (CP-I), Composto (CP-II) e Alta Resistência Inicial (CP-V). Podem ser utilizados ainda outros tipos de cimento, como o Cimento Portland Pozolânico (CP-IV) e Alto-Forno (CP-III).

Tem a função de propiciar resistência às argamassas, aumentar a aderência, colaborar em sua trabalhabilidade e retenção de água.

Quando utilizado cimento em excesso, se aumenta muito a contração da argamassa, prejudicando a durabilidade da aderência, devido ao fato de quanto maior a quantidade de cimento maior o calor de hidratação na argamassa. Esse excesso de calor de hidratação causa a retração da argamassa, ocasionando em trincas e fissuras.

Os cimentos com maior superfície específica tornam as argamassas mais trabalháveis e com maior retenção de água. As argamassas produzidas com os cimentos CP-III e CP-IV tem a tendência de ser tecnicamente melhores do que as argamassas executadas com os outros tipos de cimento, devido ao seu endurecimento mais lento, propiciando argamassas com maior capacidade de absorver pequenas deformações.

3.1.2 Cal

Nas argamassas de assentamento é utilizada a cal hidratada com uma porcentagem de componentes ativos (CaO e MgO) superior a 88%. Estudos realizados pelo IPT-ABCP concluíram que a cal hidratada comercializada no Brasil não possui em muitos casos boa qualidade e não atendem ao especificado na norma brasileira.

Podem ser utilizadas também cales extintas em obra, capazes de produzir argamassas de melhor qualidade final.

A adição de cal à argamassa confere a ela plasticidade, retenção de água, coesão e extensão da aderência.

3.1.3 Areia

A areia permite aumentar o rendimento (ou reduzir o custo da argamassa) e diminuir os efeitos prejudiciais do excesso de cimento, atuando como agregado inerte na mistura.

As areias grossas aumentam a resistência à compressão da argamassa, enquanto as areias finas reduzem a resistência, porém aumentam a aderência, sendo portanto preferíveis em alvenaria estrutural.

As normas britânica e norte americana recomendam as granulometrias das areias destinadas à argamassas de assentamento, conforme tabela abaixo:

Tabela 6 -Faixas granulométricas das areias para argamassas empregadas em alvenaria estrutural

Peneira – Abertura Nominal (mm)	**Porcentagem (em massa) do Material Passante nas Peneiras**	
	BS – 1200	**ASTM C - 144**
4,8	100	100
2,4	90-100	95-100
1,2	70-100	70-100
0,6	40-80	40-75
0,3	5-40	10-35
0,15	0-10	2-15

Fonte: PRUDÊNCIO, Luiz R.; OLIVEIRA, Alexandre L., BEDIM, Carlos A. Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto, Florianópolis, 2002 (p.49)

3.1.4 Água

A água é o elemento que permite o endurecimento da argamassa pela hidratação do cimento. É responsável por uma qualidade fundamental no estado fresco da argamassa, a trabalhabilidade.

A água deve ser dosada a uma quantidade que permita o bom assentamento das unidades, não causando segregação dos seus constituintes.

3.2 PROPRIEDADES DESEJÁVEIS DAS ARGAMASSAS

3.2.1 Estado Fresco

3.2.1.1 *Trabalhabilidade*

A trabalhabilidade é originada na combinação de vários fatores, sendo os principais a coesão, a consistência, a quantidade de água utilizada, o tipo e o teor de aglomerante empregado, a granulometria e a forma dos grãos do agregado.

Não existe um método direto para medir a trabalhabilidade da argamassa. Na prática é determinada pelo assentador da alvenaria. É definida em critérios subjetivos, tais como: facilidade de manuseio e de espalhamento sobre a superfície das unidades, adesão, manutenção da consistência durante o assentamento de algumas unidades consecutivamente (tempo em aberto), facilidade para se alcançar a espessura de junta desejada e manutenção da espessura da junta após o assentamento das camadas subseqüentes.

3.2.1.2 *Consistência*

A consistência é a propriedade que exprime o quanto mole ou rígida está a argamassa.

3.2.1.3 Retenção de Água

É a capacidade da argamassa de reter água contra a sucção exercida pelas unidades de alvenaria. Se a água contida na argamassa de assentamento percolar muito rapidamente para a unidade, não haverá água suficiente para a completa hidratação do cimento, resultando em uma fraca ligação entre a unidade de alvenaria e a argamassa.

3.2.1.4 Tempo de Endurecimento

O endurecimento da argamassa se dá pela reação química existente entre o cimento e a água. Se o endurecimento for muito rápido, causará problemas no assentamento das unidades e no acabamento das juntas. Se for muito lento, causará atraso na construção, devido à espera que se faz necessária.

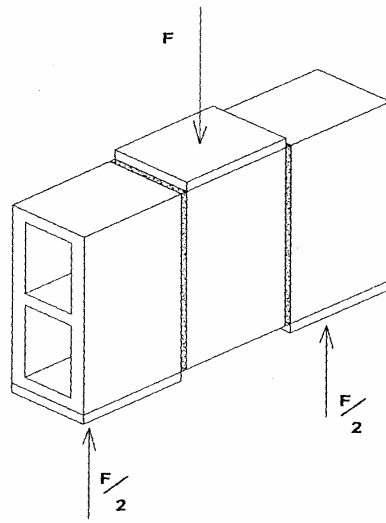
O tempo de endurecimento é função da temperatura. Temperaturas muito altas tendem a acelerar o endurecimento, já temperaturas muito baixas retardam o endurecimento.

3.2.2 Estado Endurecido

3.2.2.1 *Aderência*

A aderência é a capacidade que a interface bloco-argamassa possui de absorver tensões tangenciais (cisalhamento) e normais (tração) a ela, sem causar rompimento.

É a propriedade mais importante da argamassa endurecida. Ainda não existem ensaios adequados para medir a aderência, porém são executados uma série de métodos, todos consistem em separar duas ou mais unidades unidas por argamassa.

Um dos métodos é apresentado na figura abaixo onde mede-se a força para separar as unidades e divide-se pela área de contato argamassa/unidade. Dessa forma será obtida a tensão, que será a medida da aderência.

Ensaio de aderência unidade/argamassa

Fonte: PRUDÊNCIO, Luiz R.; OLIVEIRA, Alexandre L., BEDIM, Carlos A. Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto, Florianópolis, 2002 (p.44)

3.2.2.2 Resistência à Compressão

A resistência à compressão é função do tipo e da quantidade de cimento usado na mistura da argamassa (relação água/cimento). A argamassa deve ser resistente o suficiente para suportar os esforços a que a parede está sujeita.

A resistência à compressão é obtida seguindo-se as prescrições da NBR 13279, pelo ensaio de corpos-de-prova prismáticos submetido primeiramente a ensaio de tração por flexão e após as duas partes restantes são submtidas a ensaio de compressão. Porém o valor obtido no ensaio não representa diretamente a resistência da argamassa, pois os corpos-de-prova não reproduzem o estado real das tensões a que o material está sujeito quando compondo uma junta de alvenaria.

Um aumento na resistência à compressão da argamassa não implica em um aumento da resistência da parede. Para cada resistência de bloco, existe uma resistência ótima de argamassa.

3.3 TIPOS DE ARGAMASSA

O tipo de argamassa a ser usado depende da função que a parede vai exercer, do tipo de bloco utilizado e das condições de exposição a qual a parede estará sujeita.

Na seleção do tipo de argamassa a ser utilizado devemos efetuar um balanço entre a o que se deseja dessa alvenaria e as propriedades dos vários tipos de misturas. Deve ser considerado que não existe um único tipo de argamassa que seja o melhor para todos os tipos de aplicações. Cabe salientar que não deve se utilizar uma argamassa com resistência superior à necessária.

A seguir serão apresentados os tipos de argamassas utilizadas em alvenaria estrutural.

3.3.1 Argamassas Mistas

São aquelas compostas por cimento, cal hidratada e areia. As normas americanas especificam quatro tipos de argamassas mistas, designadas pelas letras M, S, N e O, descritas abaixo:

- Argamassa tipo M: recomendada para alvenarias que terão contato com o solo, tendo como exemplo fundações, muros de arrimo, etc. Possui grande durabilidade e boa resistência à compressão;
- Argamassa tipo S: recomendada à alvenarias sujeitas ao esforço de flexão, tendo boa resistência à compressão e à tração na interface das unidades de alvenaria;

- Argamassa tipo N: recomendada para o uso geral em alvenaria, sem contato com o solo. Apresenta média resistência à compressão e boa durabilidade;
- Argamassa tipo O: recomendada para o uso em unidades de alvenaria maciças, onde a tensão de compressão não exceda 0,70 MPa e não esteja em contato com um meio agressivo. Tem baixa resistência à compressão, sendo mais utilizadas nas paredes de ambientes internos.

Abaixo, será apresenta tabela representa os traços recomendados e o valor da resistência à compressão média esperadas para as argamassas normalizadas nos EUA.

Tabela 7 - Traços e propriedades das argamassas normalizadas nos Estados Unidos

Tipo de Argamassa	**Traço em Volume**			**Resistência Média Esperada (MPa)**
	Cimento	**Cal**	**Areia**	
M	1	0 – ¼	*	17,2
S	1	½		12,4
N	1	1		5,2
O	1	2		2,4

* De 2,25 a 3 vezes o volume de cimento e cal.

Fonte: PRUDÊNCIO, Luiz R.; OLIVEIRA, Alexandre L., BEDIM, Carlos A. Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto, Florianópolis, 2002 (p.52)

A norma britânica também classifica as argamassas para utilização em alvenaria estrutural, variando do tipo 1 ao 4, equivalendo às mesmas características de descrição da norma americana. A do tipo 1 equivale à do tipo M americana, a 2 equivale à S, a 3 equivale à N e a 4 equivale à O. A seguir, é apresentada tabela com os traços recomendados e a resistência média de acordo com a norma britânica:

Tabela 8 - Traços e propriedades das argamassas normalizadas pela Norma Britânica

Tipo de Argamassa	**Traço em Volume**			**Resistência Média à Compressão (MPa)**	
	Cimento	**Cal**	**Areia**	**Laboratório**	**Obra**
1	1	0 – ¼	3	16,0	11
2	1	½	4 – 4,5	6,5	4,5
3	1	1	5 – 6	3,6	2,5
4	1	2	8 – 9	1,5	1,0

Fonte: SANTOS, Marcos Daniel Friederich. Alvenaria Estrutural. Curso de Extensão. Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

Cabe salientar que esses valores foram obtidos por materiais especificados pelas normas britânica e americana, portanto para ser aplicada no Brasil deve ser feita uma verificação prática de suas reais características. Isso se dá principalmente pela qualidade baixa da cal hidratada em nosso país, não sendo compatível com a qualidade dos países mais desenvolvidos.

3.3.2 Argamassas Semi-Prontas

Está cada vez mais comum o emprego de argamassas usinadas de cal e areia, tanto para assentamento da alvenaria quanto para revestimento. Na obra, é adicionado cimento à esta mistura.

Nesse tipo de argamassa a cal utilizada nas usinas é a cal virgem em pó e sua extinção é feita através de reatores, onde é adicionada água e é preparada uma pasta, durante o tempo de 1 a 2 horas. Após isto, a nata de cal que se forma é misturada com areia em misturadores específicos ou em betoneiras. A mistura permanece em estoque até sua comercialização por um período de 2 à 5 dias.

Devem ser observados alguns cuidados para utilização dessas argamassas em alvenaria estrutural. Sempre verificar a granulometria dos agregados utilizados, pois normalmente são empregados agregados mais finos do que o recomendado. Também deve ser verificado se o teor de cal adicionado na usina é constante e adequado, nunca esquecendo de controlar o proporcionamento entre o cimento e a mistura semi-pronta.

3.3.3 Argamassas Industrializadas

Estes produtos podem ser classificados em dois grupos: argamassas prontas e argamassas em que é necessário o acréscimo de água a sua composição final.

As argamassas prontas são geralmente entregues em obra em baldes ou contêineres, mantendo-se plásticas por um longo período de tempo devido à adição de aditivos especiais, não tendo tradição de uso no Brasil.

Já as argamassas que necessitam apenas adição de água tem sido usadas bastante no Brasil, sendo comercializadas em sacos ou a granel. Porém, essas argamassas são constituídas de aditivos incorporadores de ar e isso faz com que o valor de sua resistência e trabalhabilidade variem com o tipo de misturador e o tempo de mistura. É importante salientar que quanto mais eficiente for o misturador mais rapidamente se atingirá a homogeneidade da mistura e maior será a velocidade de incorporação do ar, com isso originando uma queda na resistência mecânica. Afim de evitar problemas quanto à resistência da argamassa, deve ser consultado o fabricante sobre informações sobre a umidade da mistura e o tempo de amassamento em função do tipo de misturador adotado.

4 GRAUTE

O graute é uma mistura de materiais, os mesmos utilizados para produzir concreto convencional, porém as diferenças estão no tamanho do agregado (mais fino, 100% passando na peneira 12,5 mm) e na relação água/cimento.

O graute é aplicado nos vazados dos blocos com 2 objetivos: o primeiro seria proporcionar a integração da armadura com a alvenaria, no caso de alvenaria estrutural armada ou em armaduras apenas de caráter construtivo. O segundo objetivo seria o fato de aumentar a resistência da parede sem a necessidade de aumentar a resistência da unidade.

Cabe salientar que o graute deve proporcionar um desempenho estrutural compatível com a alvenaria armada e ainda assegurar a aderência à armadura vertical e horizontal além de protegê-las contra corrosão.

4.1 MATERIAIS CONSTITUINTES

Os materiais constituintes do graute são o cimento, areia, pedrisco e água. Segundo alguns autores, não deve-se usar cimentos modificados por pozolanas, pois são muito retentivos, ocasionando em uma maior relação água/cimento, com isso reduzindo a resistência.

A cal hidratada não é um componente essencial, mas pode ser útil para aumentar a coesão da mistura quando se empregam areias muito grossas (módulo de finura superior a 3). Aditivos plastificantes podem ser utilizados na mistura com a mesma função da cal.

Abaixo a tabela apresenta faixas granulométricas de areias recomendadas para graute.

Tabela 9 - Faixas granulométricas de areias recomendadas para graute

Granulometria – porcentagem retida acumulada nas peneiras		
Abertura da peneira (mm)	**Tipo 1**	**Tipo 2**
9,5	0	0
4,8	0-5	0
2,4	0-20	0-5
1,2	15-50	0-30
0,6	40-75	25-60
0,3	70-90	65-90
0,15	90-98	85-98
0,075	95-100	95-100

Fonte: PRUDÊNCIO, Luiz R.; OLIVEIRA, Alexandre L., BEDIM, Carlos A. Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto, Florianópolis, 2002 (p.58)

A granulometria do pedrisco (brita 0) utilizado no graute deve estar compreendida na tabela abaixo:

Tabela 10 – Faixa granulométrica recomendada para pedrisco utilizado no graute

Abertura da peneira (mm)	**% Retida acumulada**
12,5	0
9,5	0-15
4,8	70-90
2,4	90-100
1,2	95-100

Fonte: PRUDÊNCIO, Luiz R.; OLIVEIRA, Alexandre L., BEDIM, Carlos A. Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto, Florianópolis, 2002 (p.58)

Os traços recomendados para o graute seriam 1:2 :1 ou 1:3:2 (cimento, areia e brita 0).

4.2 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA

O controle da qualidade do graute é executado através do ensaio de resistência à compressão, obtido pelo rompimento de corpos-de-prova prismáticos de 7,5x7,5x15 cm ou 9x9x18 cm, confeccionados em moldes absorventes constituídos pela justaposição de 4 unidades de alvenaria. Após a sua confecção, o corpo-de-prova deve ser coberto com algum tipo de material que não permita a saída de umidade e mantido intacto por 48 horas. É desmoldado e curado em câmara úmida até completar 28 dias quando, então, é rompido.

Devido à dificuldade de executar o ensaio de acordo com as prescrições acima, é recomendado testar o desempenho do graute na resistência de prismas de alvenaria, tendo seus vazios por ele preenchidos.

5 PAREDES DE ALVENARIA

As paredes são elementos estruturais, definidos como laminares (uma das dimensões muito menor do que as outras duas), apoiadas de modo contínuo em sua base.

5.1 TIPOLOGIA

De acordo com a sua utilização são classificadas em:

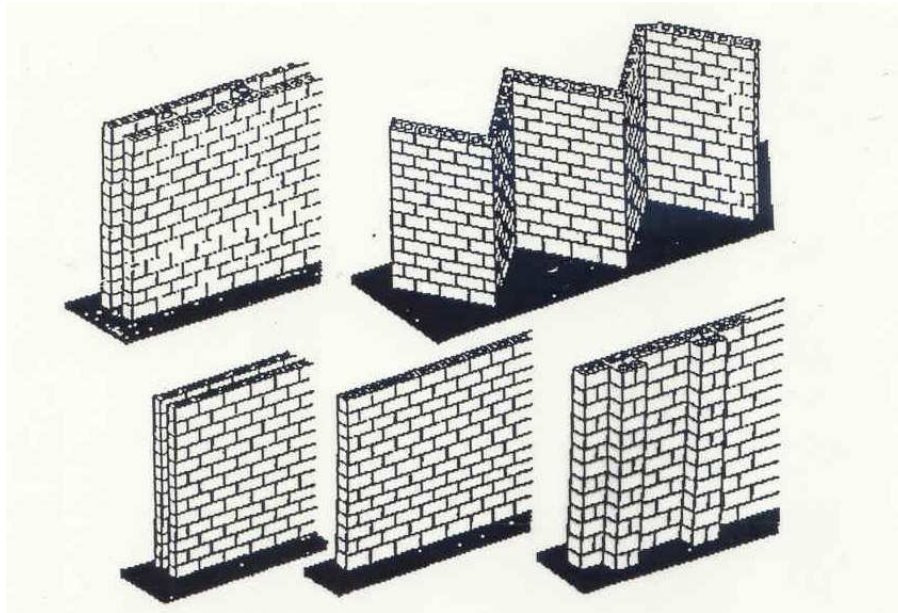
5.1.1 Paredes de vedação

São aquelas que resistem apenas ao seu próprio peso, e tem como função separar ambientes ou fechamento externo. Não tem responsabilidade estrutural.

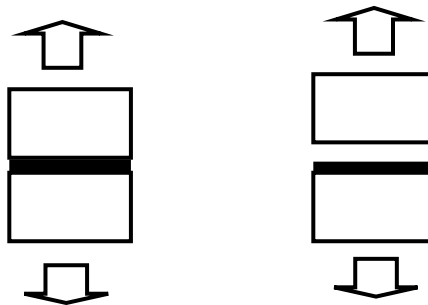
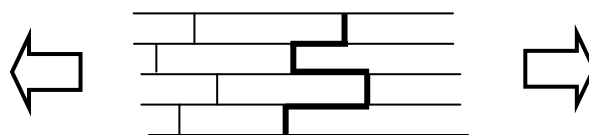
5.1.2 Paredes estruturais ou portantes

Tem a finalidade de resistir ao seu peso próprio e outras cargas advindas de outros elementos estruturais tais como lajes, vigas, paredes de pavimentos superiores, carga de telhado, etc...

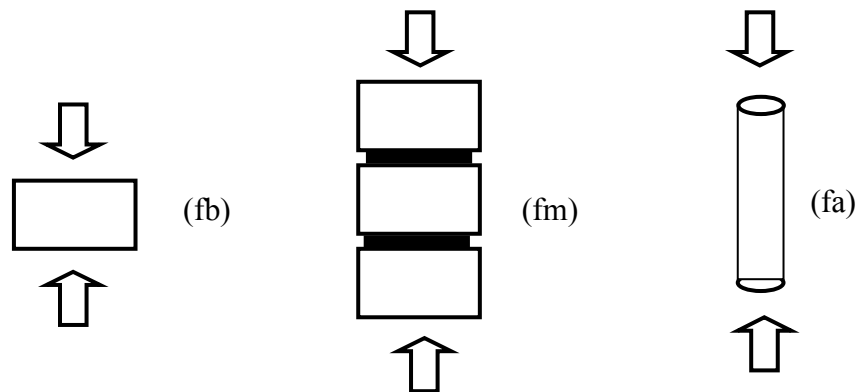
5.1.3 Paredes de contraventamento ou enrijecedoras

Paredes estruturais projetadas para enrijecer o conjunto, tornando-o capaz de resistir também a cargas horizontais como por exemplo o vento.

5.2 PROPRIEDADES MECÂNICAS

As paredes de alvenaria são uma combinação de unidades (tijolos ou blocos) e argamassa. Para que o conjunto trabalhe de modo eficiente é necessário que a argamassa ligue solidariamenre as unidades tornando o conjunto homogêneo.

A alvenaria tem bom comportamento à compressão, porém fraca resistência aos esforços de tração. A resistência das alvenarias à tração na direção vertical depende da aderência da argamassa à superfície dos tijolos.

Na direção horizontal a resistência à tração, provocada por esforços de flexão, recebe a contribuição da resistência ao cisalhamento que o transpasse das fiadas dos blocos proporciona.

A resistência à compressão das alvenarias é dependente de uma série de fatores, sendo os principais: a resistência à compressão dos tijolos, a resistência à compressão das argamassas, a espessura da junta de assentamento, a qualidade da mão-de-obra.

Para se determinar a resistência à compressão da alvenaria é necessário realizar o ensaio de prismas ou mini paredes, sendo mais comum a utilização de prismas devido ao elevado custo dos ensaios de mini paredes.

Prismas são corpos-de-prova que levam em consideração a interação entre as unidades e a argamassa na resistência à compressão do conjunto (alvenaria). Observe-se que os resultados dos ensaios mostram que a resistência à compressão dos prismas (fm) é menor do que a resistência à compressão das unidades (blocos) (fb) e é maior do que a resistência à compressão da argamassa (fa).

Nas plantas submetidas à aprovação ou usadas na obra, deve constar claramente a resistência do prisma (fp) na idade em que todas as partes da estrutura forem projetadas". Apesar da NBR 10837 – Cálculo da Alvenaria Estrutural em Blocos Vazados de Concreto ser uma norma específica aos blocos vazados de concreto, ela também é adotada para o cálculo da alvenaria estrutural em blocos cerâmicos,cuja norma está em fase de elaboração.

A norma brasileira que regulamenta o ensaio de prismas é a NBR 8215 – Prismas de Blocos Vazados de Concreto Simples para Alvenaria Estrutural – Preparo e Ensaio à Compressão. Apesar da NBR 10837 – Cálculo da Alvenaria Estrutural em Blocos Vazados de Concreto e da NBR 8215 – Prismas de Blocos Vazados de Concreto Simples para Alvenaria Estrutural serem normas específicas aos blocos vazados de concreto, não há nenhuma incoerência em adotar esse procedimento para unidades de blocos cerâmicos.

Os prismas são corpos-de-prova obtidos pela superposição de um certo número de blocos, normalmente dois ou três, unidos por junta de argamassa. Esse prisma é destinado ao ensaio de compressão axial.

Quando uma alvenaria está sob compressão existe na região de contato entre a unidade de alvenaria e a junta de argamassa um esforço de tração transversal. Isso se deve pelo fato de a argamassa ser mais deformável que a unidade, tendendo a se deformar transversalmente mais que a unidade de alvenaria. Como esses dois materiais estão unidos solidariamente, são forçados a se deformarem igualmente em suas interfaces, causando esforços de compressão transversal na base e no topo das juntas e esforços de tração transversal de valores iguais, nas faces superiores e inferiores das unidades de alvenaria.

Através desse comportamento conclui-se que:

- Quanto maior a espessura da junta, menor é a resistência da alvenaria, devido ao aumento do esforço de tração transversal na unidade, causando o rompimento com a aplicação de menores valores de cargas de compressão;
- Quanto maior a altura da unidade maior é a resistência da alvenaria, devido a dois fatores: é maior a seção transversal resistente ao esforço de tração e quanto mais elevada é a altura da unidade mais ela se deforma transversalmente, resultando em um menor valor da tensão transversal gerada na interface unidade/argamassa;
- Quanto maior o módulo de deformação das unidades menor é a resistência da alvenaria, pois unidades muito rígidas conduzem a um aumento da tensão de tração na interface unidade/argamassa devido ao baixo módulo de elasticidade da junta;
- A resistência da alvenaria pode ser maior do que a da argamassa da junta, mas dificilmente ultrapassa a resistência da unidade;
- Ao se aumentar a resistência à compressão da argamassa da junta normalmente não há um aumento significativo na resistência à compressão da alvenaria, devido ao módulo de elasticidade da alvenaria não ser proporcional a sua resistência à compressão;
- Quanto maior a resistência à compressão da unidade, maior a resistência à compressão da alvenaria. Como houve um aumento na resistência da unidade, o valor de sua resistência à tração transversal também aumenta, com isso aumentando a resistência à compressão da alvenaria.

A tabela abaixo apresenta resultados de ensaios realizados em blocos cerâmicos na Universidade Federal de Santa Catarina:

Tabela 11 – Fatores de eficiência de diferentes tipos de unidades utilizadas em alvenaria estrutural

.Unidade	Resistência da Unidade (MPa)*	Resistência do Prisma (MPa)**	Fator de Eficiência ***
Bloco Cerâmico Parede Grossa	22,90	8,11	0,35
Tijolo Cerâmico Maciço	19,00	3,80	0,20
Tijolo Cerâmico 21	7,00	2,80	0,40

Furos Pequeno			
Tijolo Cerâmico 21 Furos Grande	16,00	4,00	0,25
Bloco Cerâmico Furos Losangulares Pequeno	13,00	4,50	0,35
Bloco Cerâmico Furos Losangulares Grande	11,50	4,60	0,40

Fonte: PRUDÊNCIO, Luiz R.; OLIVEIRA, Alexandre L., BEDIM, Carlos A. Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto, Florianópolis, 2002 (p.20)

* Os valores foram calculados em área bruta.

** Os prismas ensaiados foram confeccionados com argamassas com traços em volume de 1:1: 5 a 6 (cimento:cal:areia) com resistência a compressão da ordem de 5 MPa.

*** O fator de eficiência é dado pela relação entre a resistência à compressão do prisma e da unidade.

Cabe salientar que os resultados desse ensaio foram obtidos em prismas com três unidades com argamassa de assentamento em toda a superfície dos blocos cujas paredes transversais e longitudinais estavam dispostos a prumo.

Constata-se que as unidades com melhores fatores de eficiência são os tijolos cerâmicos 21 furos pequenos e os blocos cerâmicos com furos losangulares grandes. Porém a maior resistência do prisma foi também com a unidade de maior resistência, os blocos cerâmicos de parede grossa, mas sua eficiência ficou na casa dos 35%.

Foi constatado também que as unidades cerâmicas apresentam fatores de eficiência abaixo dos 50%, sendo bastante inferiores aos desempenhos dos blocos de concreto.

Em um estudo realizado pelo curso de Pós Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, com o objetivo de conhecer a capacidade resistente da alvenaria, foram executadas mini paredes de tijolos maciços, objetivando conhecer a capacidade resistente das mesmas. Foram executadas mini-paredes com tijolos de 3 (três) categorias com 3 (três) tipos de argamassas, conforme quadros abaixo:

Tabela 12 – Argamassas

ARGAMASSA	Resistência média (Mpa)
A1	1,36
A2	2,62
A3	15,13

Tabela 13 – Tijolos

TIJOLO	Resistência à compressão (Mpa)
I	3,64
II	6,77
III	17,26

Tabela 14 - Alvenaria

ARGAMASSA	TIJOLO I	TIJOLO II	TIJOLO III	MÉDIA (MPa)
A1	1,28	1,68	2,31	1,76
A2	1,43	1,93	2,73	2,03
A3	1,41	2,46	4,08	2,65
MÉDIA	1,373	2,023	3,04	2,14

A análise dos resultados mostra que a resistência das mini-paredes aumenta com o aumento da resistência das argamassas, mas o maior aumento, se obtém, quando a resistência do tijolo aumenta.

Ensaios de ruptura à compressão mostraram os seguintes resultados:

- Nas paredes de blocos de baixa qualidade a ruptura deu-se pelo deslocamento de pedaços de tijolos.
- Nas paredes de blocos de boa qualidade a ruptura deu-se por esmagamento dos mesmos.
- A ruptura ocorreu sempre nos blocos e não na argamassa.

Existem diversas fórmulas para definir a resistência de uma parede, a partir da resistência da argamassa e dos blocos ou tijolos, dimensões e densidade dos blocos, altura da parede e condições de mão de obra. Uma delas é a fórmula de Haller, cuja expressão é:

$$R_{parede} = \left(\left(\sqrt{1 + 0{,}15R_{tijolo}}\right) - 1\right)\left(8 + 0{,}048R_{argamassa}\right) \text{ em } \frac{Kgf}{cm^2}$$

O coeficiente 0,048 corresponde a corpos de prova cilíndricos.

6 PROJETOS EM ALVENARIA ESTRUTURAL

6.1 OTIMIZAÇÃO DO PROJETO

Um projeto com boa qualidade reflete positivamente na etapa de construção da obra. Medidas de racionalização e de controle de qualidade na fase de construção dependem diretamente das especificações originadas da etapa de projeto, devendo nelas conter as informações necessárias de forma a ocorrer um planejamento eficiente para a etapa de execução.

Em um projeto concebido em alvenaria estrutural, um dos fatores mais importantes que afetam diretamente a qualidade do mesmo é a necessidade de haver compatibilização entre todos os projetos da edificação (arquitetônico, estrutural, elétrico, hidro-sanitário e incêndio), com o propósito de reduzir ao máximo as interferências ocasionadas.

A padronização na representação de informações e dados e principalmente a apresentação para cada profissional de todas as partes que constituem os projetos. A comunicação entre os participantes do

projeto é fundamental para a otimização do mesmo. É importante ressaltar que durante a execução da obra deve existir uma integração entre os projetistas e os profissionais responsáveis pela construção, de forma há haver um suporte a possíveis alterações que necessitarem serem realizadas.

Além de observar os aspectos da compatibilização, o projetista deverá ainda atentar para os fatores já estabelecidos de projeto, como os custos da edificação, os prazos a serem atendidos e se há existência de especificações técnicas pré-estabelecidas.

Na execução dos projetos em alvenaria estrutural, os profissionais responsáveis devem pensar exclusivamente em alvenaria estrutural, descartando comparações com outros sistemas estruturais. Como já falado anteriormente, a alvenaria estrutural tem suas particularidades e procedimentos próprios de funcionamento e execução.

6.2 PROJETOS NECESSÁRIOS

6.2.1 Projeto Arquitetônico:

É o projeto que define a forma da edificação, o número e a distribuição das peças, assim condicionando os demais projetos. Consecutivamente o sucesso do empreendimento está ligado à boa qualidade do projeto arquitetônico, pois o mesmo não sendo adequado afetaria diretamente os outros projetos, necessitando de compensações nas medidas desses projetos ou intervenções em obra, o que influenciaria negativamente a qualidade tanto do projeto como na execução da edificação.

Na concepção do projeto arquitetônico devem ser observados alguns parâmetros como a simetria em planta, a coordenação modular horizontal e vertical, a passagem de dutos e a paginação.

6.2.1.1 *Simetria*

Na realização do projeto deve-se sempre procurar um equilíbrio entre a distribuição das paredes resistentes com a área da planta, afim de se obter uma simetria externa da edificação. Deve-se distribuir as paredes estruturais em ambas as direções com o intuito de garantir a estabilidade do edifício em relação às cargas horizontais, diminuindo o surgimento de esforços de torção na edificação.

Não deve-se utilizar formas em planta L, U, T e X, pois encarecem a estrutura e dificultam os cálculos. No caso de elevações a premissa também é válida, o ideal seria o mais simétrico possível, evitando formas complexas.

6.2.1.2 *Coordenação Modular*

6.2.1.2.1 CONCEITOS BÁSICOS:

A modulação é fundamental para a economia e a racionalização da edificação em alvenaria estrutural.

Modular um arranjo arquitetônico significa acertar suas dimensões em planta e também o pé-direito da edificação, através das dimensões das unidades, com o objetivo de reduzir ao máximo os cortes e ajustes na execução das paredes.Há dois tipos de modulação: a horizontal e a vertical.

A unidade de alvenaria é definida por três dimensões: comprimento, largura e altura. O comprimento e a largura definem o módulo horizontal ou módulo em planta. Já a altura da unidade define o módulo vertical, adotado nas elevações.

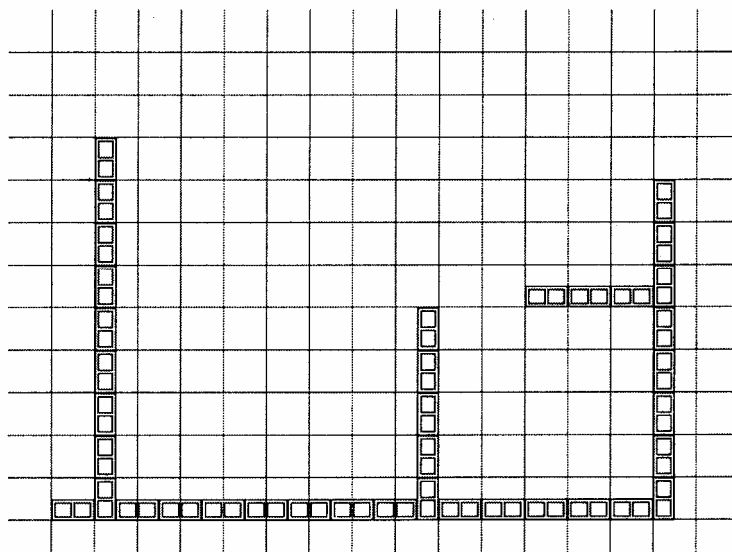
É muito importante que o comprimento e a largura sejam iguais ou múltiplos, assim podemos ter um único módulo em planta, simplificando a amarração entre as paredes, resultando em uma melhor racionalização ao sistema construtivo.

6.2.1.2.2 ESCOLHA DA MODULAÇÃO ADEQUADA

O módulo a ser adotado é aquele que se adapte melhor a uma arquitetura pré-estabelecida ou que propicie uma concepção arquitetônica mais interessante. O módulo horizontal adotado será a medida da largura do bloco. Como para alvenaria estrutural os blocos cerâmicos portantes devem ter largura nominal de 14 cm ou 19 cm, a medida modular será 15 cm ou 20 cm (largura do bloco mais 1 cm de espessura da junta). No caso de se adotar módulo de 15 cm, as dimensões internas dos ambientes em planta devem ser múltiplas de 15, como por exemplo 60 cm, 1,20 m, 2,10 m, etc. Se o módulo utilizado foi 20 cm, as dimensões internas devem ser múltiplas de 20, como por exemplo 60 cm, 1,20 m, 1,40 m, 2,80 m, etc.

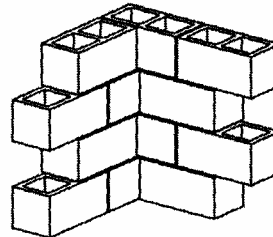
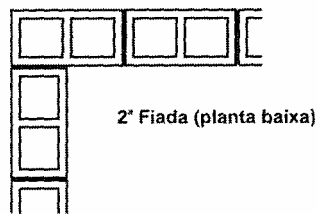
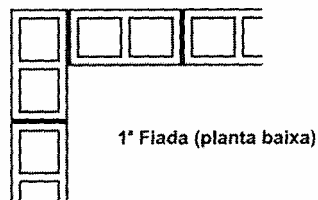
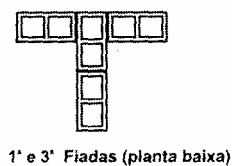
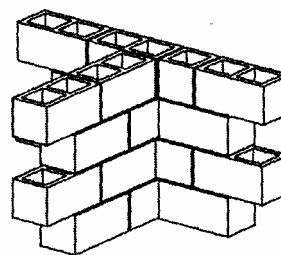
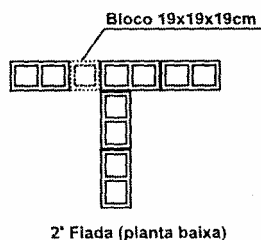
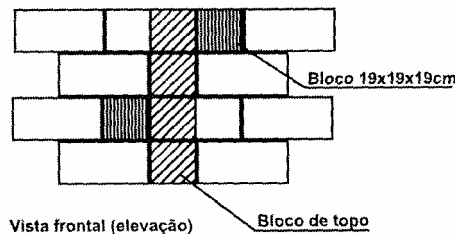
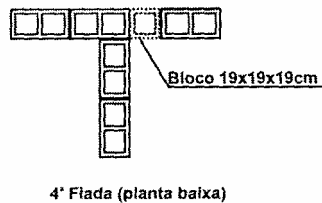
No caso da modulação vertical o procedimento é mais simples. Deve-se ajustar a distância do piso ao teto para que seja múltiplo do módulo vertical a ser adotado, normalmente a altura nominal do bloco, 20 cm. A largura do bloco e o módulo horizontal adotado não influem na escolha do módulo vertical.

6.2.1.2.3 COORDENAÇÃO MODULAR HORIZONTAL

Quando trabalhamos em um projeto de alvenaria estrutural em blocos cerâmicos devemos utilizar blocos modulados (blocos em que o comprimento é igual a duas vezes a largura mais a espessura da junta) temos uma racionalização maior no projeto e principalmente na fase de construção, pois podemos trabalhar com uma malha reticulada, com dimensão modular (15 cm ou 20 cm). É o exemplo das modulações onde se emprega blocos de dimensões nominais 19x19x39 cm ou 14x19x29 cm. Utilizando esses tipos de bloco não necessita-se de peças especiais para modulação, sendo utilizados apenas o bloco inteiro, o meio-bloco quando necessário, os blocos 19x19x44 cm ou 14x19x44 cm para amaração no encontro de paredes em formato de "T" e os blocos canaletas. Na figura 16 é apresentada uma malha reticulada empregada em blocos modulares.

Malha reticulada em blocos modulares

Fonte: PRUDÊNCIO, Luiz R.; OLIVEIRA, Alexandre L., BEDIM, Carlos A. Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto, Florianópolis, 2002 (p.67)

Os encontros de paredes são importantes pois além da concentração de tensões há a transferência de cargas de uma parede a outra. Por esse motivo devem ser observados alguns detalhes típicos de disposição de blocos de 19x19x39 cm, 19x19x19 cm (meio-bloco), 14x19x29 cm e 14x19x14 cm.

Nas figuras abaixo**,** são apresentados os detalhes típicos a serem utilizados nos encontros de paredes.

Detalhe típico canto de paredes

Fonte: PRUDÊNCIO, Luiz R.; OLIVEIRA, Alexandre L., BEDIM, Carlos A. Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto, Florianópolis, 2002 (p.68)

Detalhe típico canto de paredes

Fonte: PRUDÊNCIO, Luiz R.; OLIVEIRA, Alexandre L., BEDIM, Carlos A. Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto, Florianópolis, 2002 (p.68)

Quando há necessidade de adaptações no projeto, onde a medida interna não é múltipla de 15 cm ou 20 cm, podemos utilizar peças de pequena espessura, chamadas de compensadores, pastilhas ou bolachas. Esses blocos compensadores estão disponíveis no mercado com a espessura nominal de 4 cm, portanto permitem apenas pequenos ajustes. No caso de maiores ajustes (10 cm ou 15 cm) a solução vai variar de projetista para projetista, tudo vai depender da sua criatividade. Uma das soluções seria executar a modulação deixando espaços vazios, que posteriormente serão preenchidos com graute, compensando as dimensões não moduláveis sendo executado em baixo e em cima das aberturas das janelas.

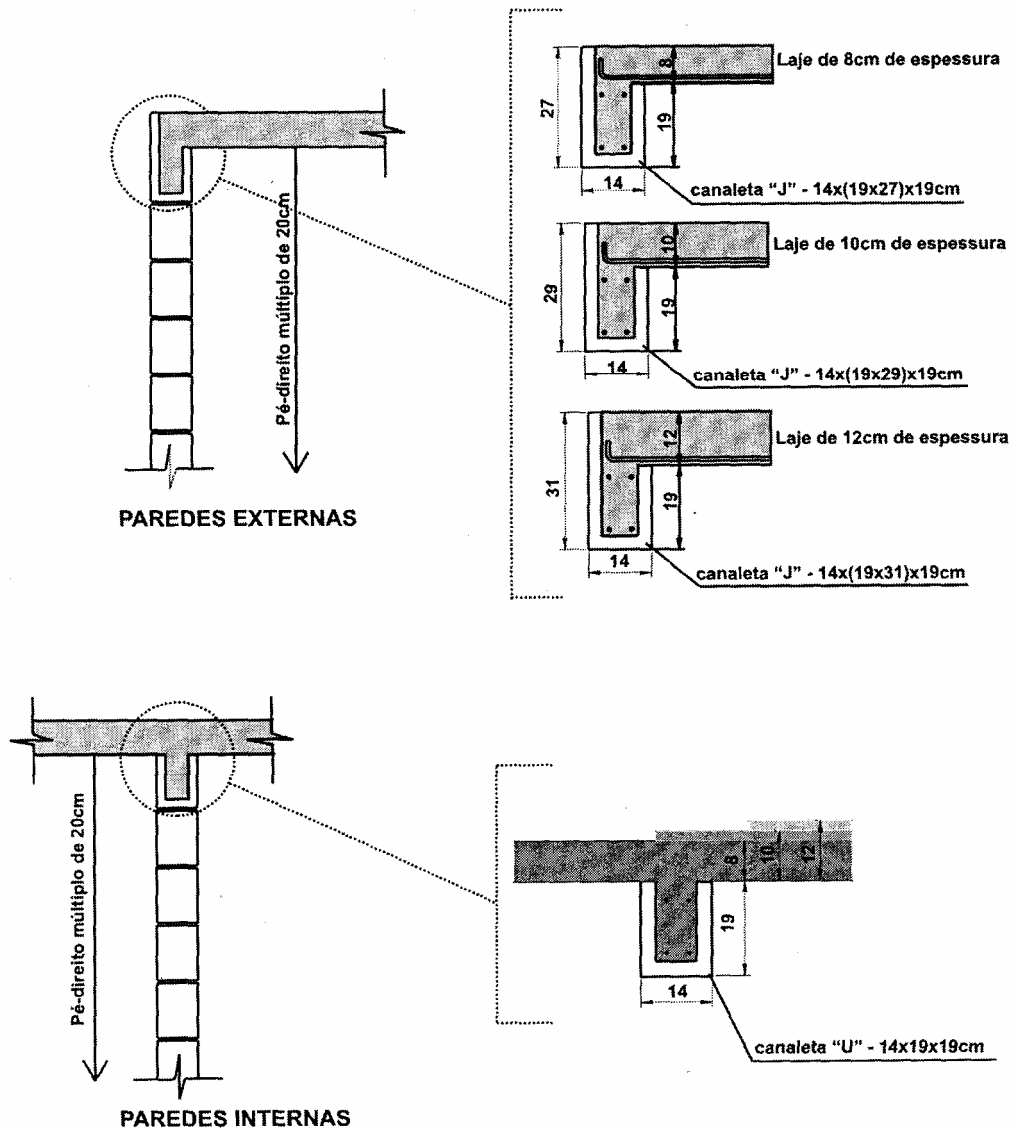
É importante salientar que qualquer adaptação que precise ser feita em alvenaria estrutural causará uma perda da racionalidade, do tempo e do ritmo da construção.

6.2.1.2.4 COORDENAÇÃO MODULAR VERTICAL

A modulação vertical tem o objetivo de definir distâncias verticais como a altura da porta, a altura da janela, a altura do pé-direito, etc. Como na modulação horizontal, as distâncias verticais devem ser múltiplas de uma dimensão do bloco, no caso da modulação vertical a unidade-base é 20 cm (altura do bloco mais a espessura da junta de argamassa). Portanto o ideal é que todas as medidas verticais do projeto sejam múltiplas de 20 cm.

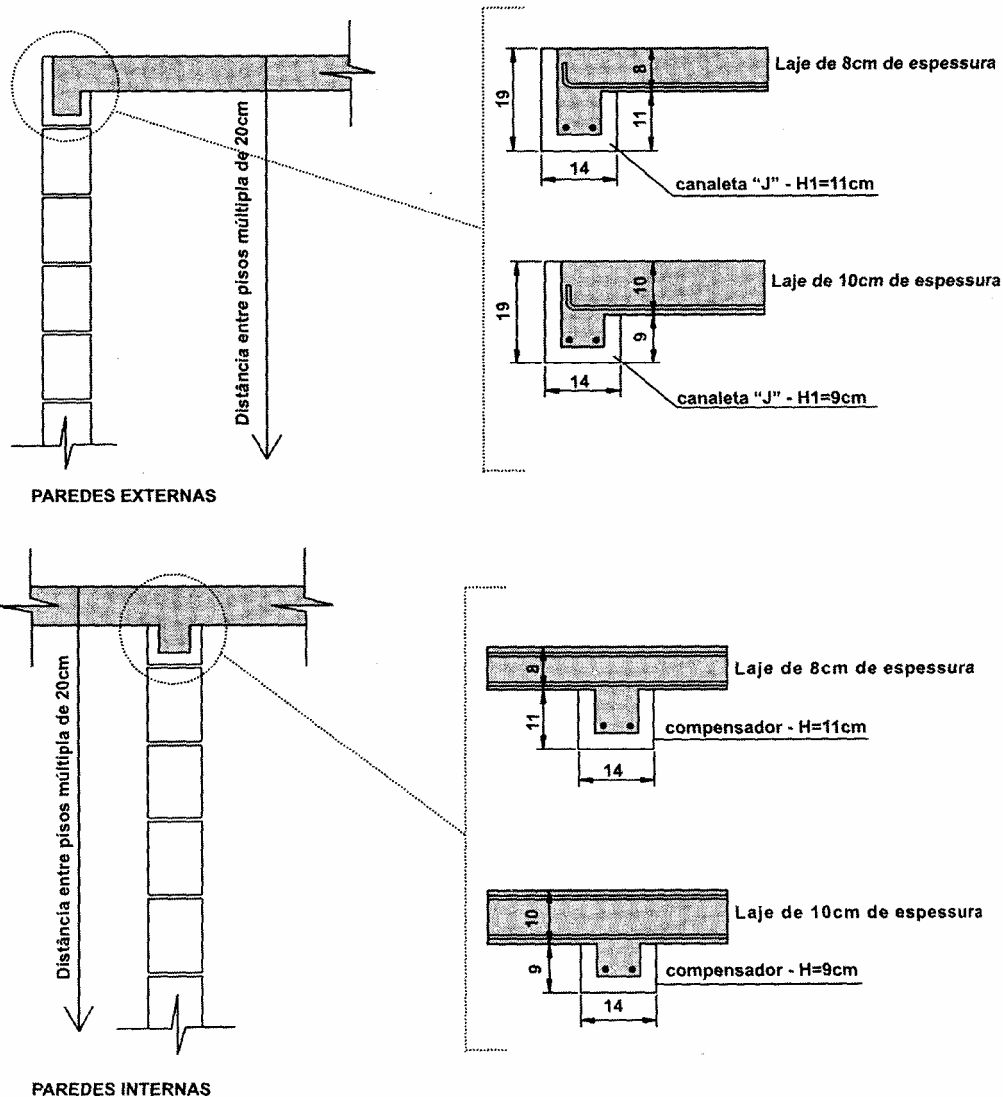
Existem duas formas de se realizar essa modulação. A primeira é aquela onde a distância modular é aplicada de piso à teto e a segunda é aquela onde a distância aplicada é de piso à piso. Sempre a última fiada das paredes serão compostas pelos blocos “U” ou “J” dependendo da espessura da laje e da posição da parede (externa ou interna).

6.2.1.2.4.1 COORDENAÇÃO MODULAR VERTICAL DE PISO À TETO

Quando esse utiliza essa forma de modulação vertical, a última fiada das paredes externas serão compostas por blocos “J” (uma de suas laterais é maior que a outra, com isso acomoda a altura da laje). No caso das paredes internas a última fiada será composta pelos blocos canaleta (bloco “U”).

Coordenação Modular vertical de piso à teto

Fonte: PRUDÊNCIO, Luiz R.; OLIVEIRA, Alexandre L., BEDIM, Carlos A. Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto, Florianópolis, 2002 (p.87)

6.2.1.2.4.2 COORDENAÇÃO MODULAR VERTICAL DE PISO À PISO

No caso da modulação vertical de piso à piso, a última fiada das paredes externas será composta pelos blocos "J", de forma a acomodar a altura da laje. Nas paredes internas a última fiada será composta ou por blocos compensadores ou blocos canaleta cortados com muito cuidado no canteiro, por meio de uma ferramenta adequada.

Coordenação Modular vertical de piso à piso

Fonte: PRUDÊNCIO, Luiz R.; OLIVEIRA, Alexandre L., BEDIM, Carlos A. Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto, Florianópolis, 2002 (p.87)

6.2.1.3 ***Passagem de Dutos***

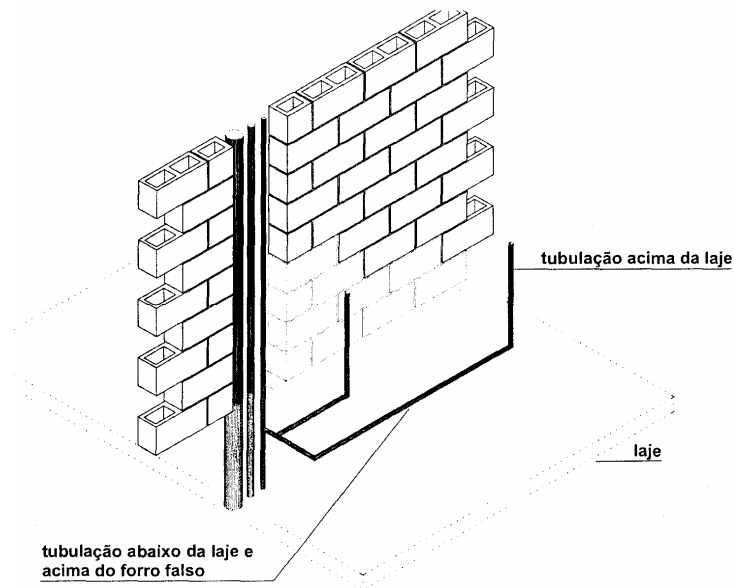
Nas paredes portantes em edificações executadas em alvenaria estrutural não devem ser empregados rasgos para o embutimento das instalações, pois além do desperdício e do elevado consumo de material e mão de obra empregado nessa operação, temos que levar em conta que nesse sistema as paredes são portantes, com isso fica impossível tal procedimento devido a redução da seção resistente.

A melhor alternativa seria a utilização de "shafts", contudo devem ser tomados alguns cuidados no projeto arquitetônico, como projetar cozinhas e banheiros o mais próximo possível, com isso se consegue agrupar ao máximo as instalações.

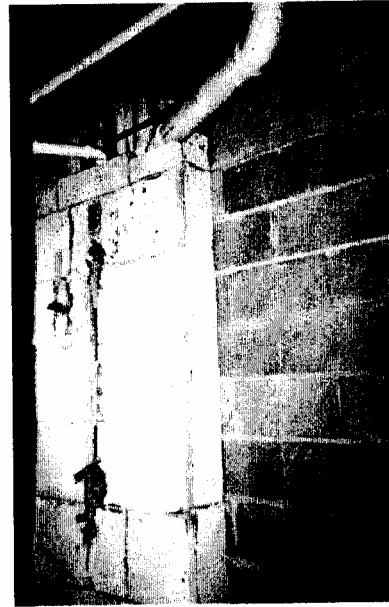
6.2.2 Projeto Hidráulico

A passagem da prumada vertical de tubos hidráulicos e sanitários nas paredes tem que constar nas plantas de elevação das paredes (paginação). Segundo a NBR 10837 – Cálculo da Alvenaria estrutural de Blocos Vazados de Concreto é proibida a passagem de tubulações que conduzam fluídos dentro das paredes com função estrutural.

Por esse motivo, para a passagem da tubulação hidráulica são utilizadas paredes de vedação, as chamadas paredes hidráulicas. Os trechos verticais de água fria e quente devem descer pelos furos dos blocos até o ponto desejado. Já o trecho horizontal da instalação a passagem da tubulação é feita por baixo da laje de teto e o forro.

No caso de prumadas de esgoto, são previstos "shafts" para abrigar as tubulações, devido ao grande diâmetro dessas tubulações. Os "shafts" podem ser executados de duas formas: interrompendo-se a parede para a passagem da tubulação ou passando junto à parede estrutural). Como já falado anteriormente, as áreas frias da edificação devem ser projetadas o mais próximo possível uma das outras, com o objetivo de agrupar as instalações reduzindo o número de "shafts".

Detalhe de "shaft" interrompendo a parede.

Fonte: PRUDÊNCIO, Luiz R.; OLIVEIRA, Alexandre L., BEDIM, Carlos A. Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto, Florianópolis, 2002 (p.121)

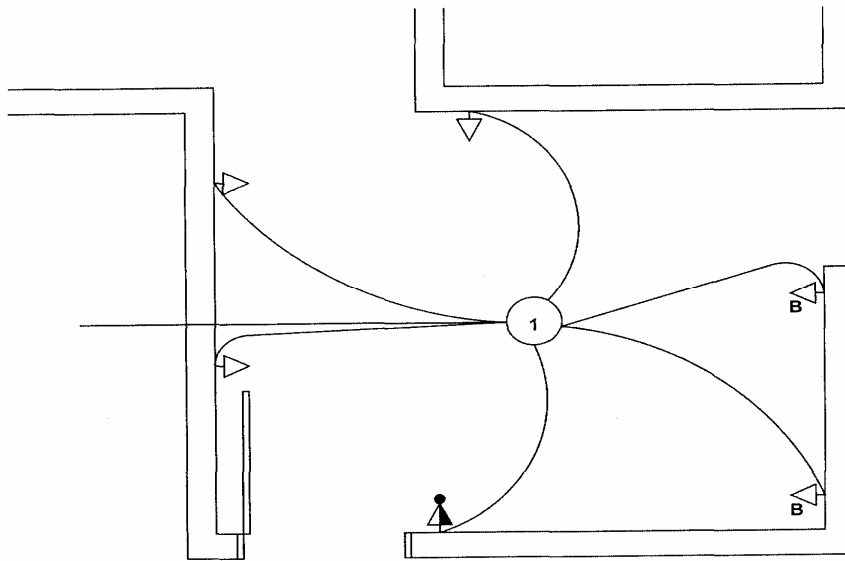
a) Prumada hidro-sanitária passando rente à parede

b)Fechamento da mucheta com alvenaria de vedação

Detalhe de "shaft" passando rente a parede.

Fonte: PRUDÊNCIO, Luiz R.; OLIVEIRA, Alexandre L., BEDIM, Carlos A. Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto, Florianópolis, 2002 (p.123)

Em "shafts" executados interrompendo as paredes é comum o uso de tampas ou carenagens para o fechamento, podendo ser confeccionadas em diversos materiais, como fibra de vidro, gesso acartonado, placas cimentícias, PVC, etc. Já no caso de tubulações passando junto às paredes estruturais, utilizam-se também elementos para fechamento, que podem ser blocos cerâmicos de vedação, tijolos cerâmicos, placas cimentícias, madeira, plástico, etc.

6.2.3 Projeto Elétrico

Como no projeto hidráulico, nos projetos elétricos e de telefonia em alvenaria estrutural é comum os eletrodutos passarem pelos vazados dos blocos, com isso não acarretando em rasgos principalmente horizontais na alvenaria. A tubulação elétrica desce em cada ponto de força/comando ou ponto telefônico. Não são necessários rasgos nos blocos para abertura de caixas de luz, interruptores ou de telefonia, pois são fornecidos pelos fabricantes blocos especiais elétricos, já com a abertura para o embutimento dessas caixas. Quando temos pontos muito próximos um do outro utiliza-se um eletroduto de ligação, onde passa de um bloco para o outro pela região central superior das paredes transversais do mesmo, através de rasgos executados nos locais indicados com o auxílio de serras.

Detalhe das descidas de eletroduto

Fonte: PRUDÊNCIO, Luiz R.; OLIVEIRA, Alexandre L., BEDIM, Carlos A. Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto, Florianópolis, 2002 (p.117)

As dimensões e a localização das aberturas para as caixas de passagem e para os quadros de distribuição devem ser informadas ao projetista estrutural, com o objetivo de se prever um eventual reforço estrutural devido à integridade estrutural da parede que será prejudicada pela abertura.

Deve-se ter um cuidado especial quando os pontos de luz e interruptores forem localizados ao lado das aberturas das portas, pois a primeira prumada de vazados após a abertura é normalmente grauteada, com isso não permitindo posterior embutimento das caixas.

6.2.4 Projeto Estrutural

Para o cálculo de alvenaria com blocs de concreto utilizamos a NBR 10837 – Cálculo de Alvenaria Estrutural em Blocos Vazados de Concreto. Também é bastante utilizada para o cálculo da alvenaria estrutural a norma britânica BS 5628.

Por falta de uma norma específica para o cálculo da alvenaria estrutural em blocos cerâmicos (existe um projeto de norma, mas ainda não está regulamentado como norma ainda) para o cáculo destas estruturas também utiliza-se a NBR 10837.

6.2.4.1 *Fundações*

A opção por fundações superficiais ou profundas fica a cargo do projetista estrutural. Deve ser levado em consideração a qualidade do solo onde será executada a edificação, a disposição e os valores das cargas nas fundações e os aspectos técnicos e econômicos impostos pelo mercado ou pelo cliente.

Como na alvenaria estrutural as paredes são os elementos portantes, as cargas chegam às fundações de forma distribuída ao longo do comprimento das mesmas, favorecendo o emprego de fundações contínuas. Normalmente empregam-se sapatas contínuas, mas isso vai depender do tipo de solo onde se localiza a edificação. Uma alternativa para solos com baixa capacidade portante seria o uso de

estacas alinhadas espaçadas entre si no máximo 3 m, onde sobre elas é executada uma viga baldrame para a distribuição das cargas.

Em obras de pequeno porte são comumente empregadas sapatas isoladas ao invés de sapatas contínuas.

6.2.4.2 *Lajes*

As lajes desempenham um importante papel em uma edificação em alvenaria estrutural, sendo que nelas as cargas são uniformizadas e transferidas às paredes portantes da edificação. Portanto, o ideal seria a execução de lajes maciças, pois garantem uma melhor transmissão e uniformização de cargas, podendo ser moldadas *in loco* ou pré-fabricadas, podendo ser armadas em uma ou duas direções.

As lajes maciças pré-fabricadas são mais aplicadas em edifícios altos, pois necessitam de gruas de grande capacidade de carga para o içá-las, além da grande densidade de armaduras que contém essas peças, pois são dimensionadas para um esforço de içamento além das cargas previstas para a edificação.

As lajes maciças executadas *in loco* são muito utilizadas, principalmente em edifícios de pequeno e médio porte. Porém se perde nos quesitos limpeza da obra, racionalização, gastos com materiais e tempo, além da necessidade de outros tipos de profissionais na obra, devido a serem executadas no sistema tradicional de construção.

Uma solução prática seria o uso de lajes-painél treliçadas. Possuem a mesma concepção das lajes maciças, porém são produzidas em duas etapas, sendo a primeira em fábrica, onde são deixados os orifícios para posterior colocação das instalações, sendo colocadas treliças metálicas para enrijecer o conjunto para o içamento. Esse painel é içado por meio de uma grua de pequeno porte, após são colocados os dutos a serem embutidos e executa-se a concretagem da capa superior da laje.

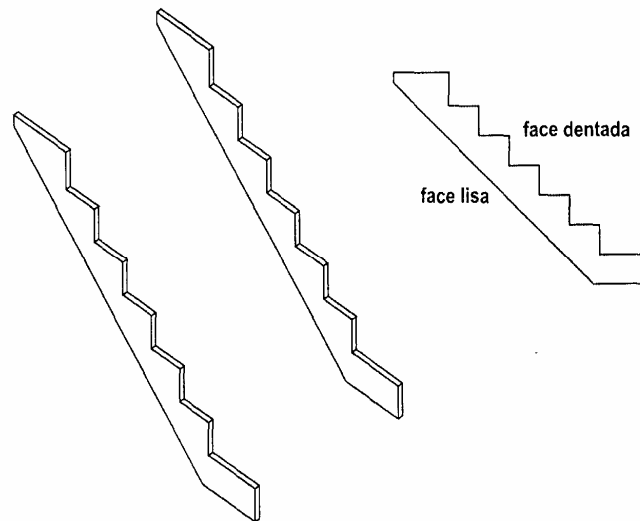
Podem ser utilizadas também as lajes tipo vigota-tavela, devendo ser observado a necessidade de execução de uma capa de concreto com espessura entre 5 e 6 cm para acomodação das tubulações.

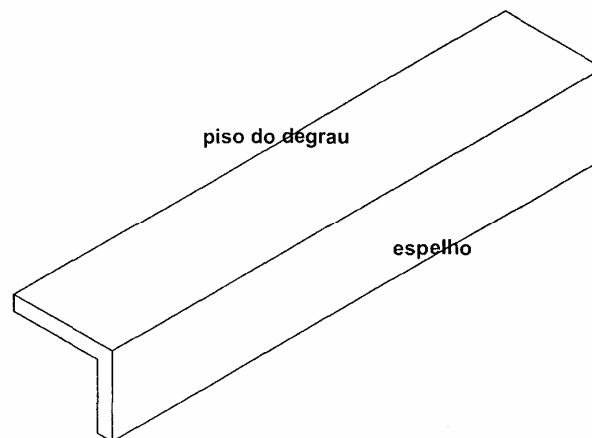
6.2.4.3 *Escadas*

As escadas podem ser executadas moldadas *in loco* ou pré-fabricadas, sendo que deve ser evitado o uso de escadas moldadas *in loco*, devido às mesmas desvantagens que se tem quando utilizamos lajes executadas na obra.

O uso de escadas pré-fabricadas é extremamente conveniente, sendo disponibilizadas para a região Sul do Brasil dois tipos de escadas, cabendo ao projetista estrutural escolher a melhor opção para sua obra.

6.2.4.3.1 ESCADAS PRÉ-FABRICADAS TIPO “JACARÉ”

São aquelas onde os degraus se apóiam em peças fixadas as paredes através de buchas e parafusos. As peças de fixação são executadas em micro-concreto, apresentando uma de suas faces dentada. Os degraus são produzidos também em micro-concreto, sendo fixados nas peças de fixação e nos degraus inferiores através de argamassa.

Detalhe das peças de sustentação dos degraus

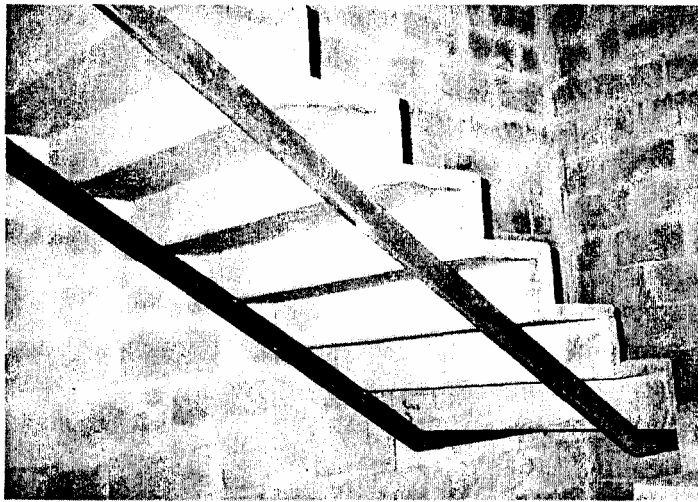
Fonte: PRUDÊNCIO, Luiz R.; OLIVEIRA, Alexandre L., BEDIM, Carlos A. Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto, Florianópolis, 2002 (p.130)

Detalhe do degrau empregado nas escadas tipo jacaré

Fonte: PRUDÊNCIO, Luiz R.; OLIVEIRA, Alexandre L., BEDIM, Carlos A. Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto, Florianópolis, 2002 (p.131)

As escadas tipo "jacaré" são empregadas em caixas de escadas que possuem duto de ventilação ou outro compartimento na parte central, em função de necessitarem de paredes para fixar as peças de apoio dos degraus. Na inexistência de paredes para fixação das peças podem ser projetados suportes para suportá-las.

6.2.4.3.2 ESCADAS PRÉ-FABRICADAS SUSTENTADAS POR ESTRUTURAS METÁLICAS

São escadas sustentadas por uma estrutura metálica de suporte, sendo os degraus e o patamar sendo produzidos em micro-concreto. Para que seu emprego seja vantajoso é necessário a padronização das dimensões da caixa da escada com as dimensões fornecidas pelo fabricante.

A figura a seguir ma escada sustentada por meio de estrutura metálica.

Estrutura metálica de suporte e degrau pré-moldado em microconcreto

Fonte: PRUDÊNCIO, Luiz R.; OLIVEIRA, Alexandre L., BEDIM, Carlos A. Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto, Florianópolis, 2002 (p.133)

6.2.4.4 ***Elementos de Reforço***

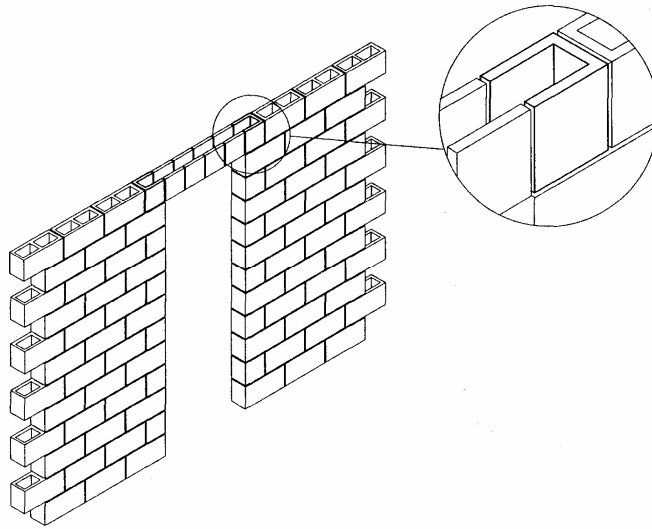
Como em alvenaria estrutural as paredes são os elementos portantes, deve-se ter cuidados especiais em algumas situações, como: vãos de portas e janelas, a concentração de aberturas em uma mesma parede, vãos de maiores extensões e quando há a ocorrência de apoios de elementos estruturais, como vigas, nas paredes.

O cálculo destes elementos será descrito em outro capítulo.

6.2.4.4.1 VERGAS:

Em aberturas de portas e janelas devem ser executadas vergas para reforço estrutural. A verga é posicionada na primeira fiada acima da abertura, tanto em portas quanto em janelas.

A verga é um elemento estrutural sujeito à incidência de momento fletor, tendo como finalidade absorver as reações das lajes e as cargas distribuídas por elas às paredes.

As vergas podem ser executadas em blocos canaleta ou podem ser empregadas peças pré-fabricadas de concreto, devendo ter seu comprimento prolongado para no mínimo a medida do comprimento de um bloco canaleta (19 cm) para portas e dois blocos canaletas para as janelas para ambos os lados do vão.

Detalhe verga bloco canaleta

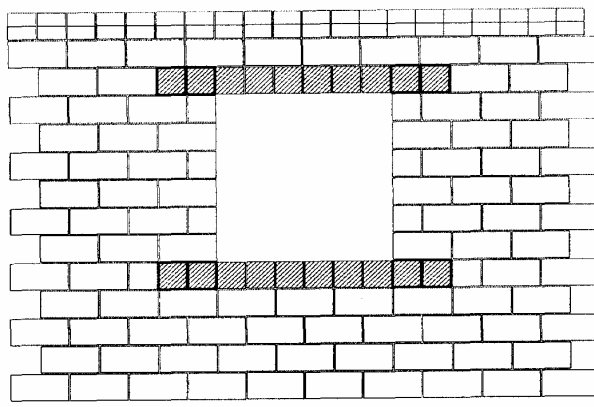
Fonte: PRUDÊNCIO, Luiz R.; OLIVEIRA, Alexandre L., BEDIM, Carlos A. Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto, Florianópolis, 2002 (p.110)

Segundo a NBR 10837 nas seções horizontais acima e abaixo de aberturas, a distribuição da carga é feita excluindo as zonas limitadas por planos inclinados a 45°, tangentes às bordas de abertura. Para o cálculo da verga só é necessário tomar como carregamento o peso da parte da parede compreendida no triângulo isósceles definido sobre esta. A carga uniformemente distribuída do pavimento acima do triângulo referido não é considerado no dimensionamento da verga. Da carga de um pavimento que atue sobre a parede dentro daquele triângulo, como carga uniformemente distribuída, só e considerada a parte compreendida no triângulo.

Ainda segundo a NBR 10837 para cargas concentradas sobre vergas de portas e janelas que se apliquem no interior ou na proximidade do triângulo de carga, é adotado uma distribuição a 60°. Se a carga concentrada ficar fora do triângulo de carga, só deve ser considerada a carga uniforme distribuída dentro do vão da verga. À carga uniformemente distribuída, há que se acrescentar o peso da alvenaria situada dentro do triângulo de carga sobre a verga.

6.2.4.4.2 CONTRA-VERGAS

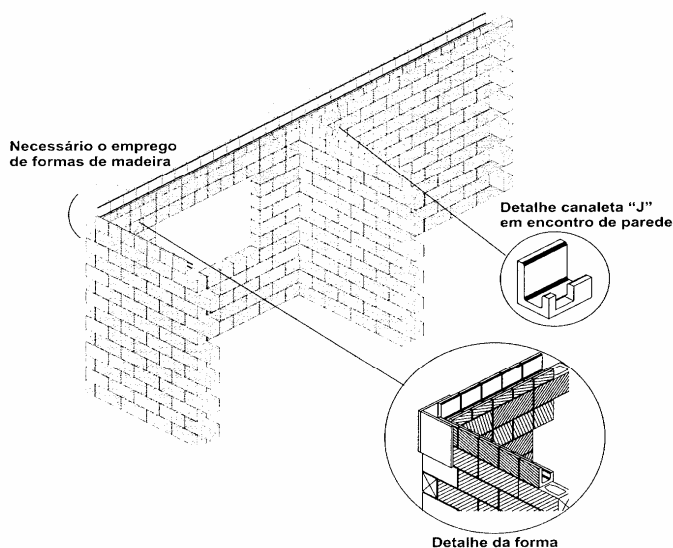
Em aberturas janelas devem ser executadas contra-vergas para uma melhor distribuição de cargas na parede. A contra-verga é posicionada na última fiada antes da abertura (de baixo para cima).

As contra-vergas são normalmente executadas em blocos canaletas, devendo ter seu comprimento prolongado para no mínimo a medida do comprimento de dois blocos canaletas para ambos os lados do vão (como nas vergas de aberturas de janelas). Na figura 28 é demonstrada uma contra-verga em abertura de janela.

Detalhe verga e contra-verga com bloco canaleta

Fonte: PRUDÊNCIO, Luiz R.; OLIVEIRA, Alexandre L., BEDIM, Carlos A. Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto, Florianópolis, 2002 (p.111)

6.2.4.4.3 CINTAS DE AMARRAÇÃO

As cintas de amarração são elementos estruturais apoiados sobre as paredes, com a função de distribuir e uniformizar as cargas atuantes sobre as paredes de alvenaria. São aplicadas em paredes onde há uma concentração de 2 ou mais aberturas, funcionando como uma verga contínua. Sua utilização nas edificações ainda previne recalques diferenciais que não tenham sido considerados e auxilia no contraventamento e amarração das paredes.

Podem ser executadas em concreto armado ou com blocos canaleta e blocos "J" preenchidos com graute e armadura. Nas paredes externas são empregados os blocos "J" para evitar o uso de formas de madeira, já nas paredes internas a cinta de amarração é executada com os blocos canaleta tipo "U" quando o pé-direito é múltiplo de 20 cm e com blocos compensadores quando a distância entre pisos é múltipla de 20 cm. O principal problema que temos na execução das cintas são os cantos e encontros de paredes, onde não há um encaixe entre os blocos, sendo necessário a utilização de formas de madeira ou ser executado um corte na aba da canaleta, conforme figura 29**.**

Cinta de amarração-detalhe de canto e encontro das paredes

Fonte: PRUDÊNCIO, Luiz R.; OLIVEIRA, Alexandre L., BEDIM, Carlos A. Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto, Florianópolis, 2002 (p.113)

6.2.4.4.4 COXINS

Coxins são elementos que tem a finalidade de distribuir cargas concentradas nas alvenarias, como por exemplo vigas que se apóiam sobre as paredes. Evitam o esmagamento e o aparecimento de fissuras nas alvenarias oriundos dessa carga concentrada. Normalmente são executados em concreto armado.

6.2.5 Projeto Executivo

O projeto executivo é fundamental para a obtenção das vantagens que o processo construtivo em alvenaria estrutural permite. É composto de desenhos, detalhes e informações necessárias a realização dos serviços, pois a utilização apenas de projetos arquitetônicos, estruturais e complementares podem causar problemas de entendimento na obra. A seguir será demonstrado como é composto o projeto executivo de uma edificação.

6.2.5.1 *Plantas de Primeira e Segunda Fiadas*

Nas plantas de primeira e segunda fiadas são mostradas as posições de cada bloco em planta baixa, inclusive com os posicionamentos dos blocos necessários para iniciar a construção (blocos-chave), estes apresentando normalmente cor diferenciada em planta para facilitar o entendimento. Além disso, constam nas plantas de primeira e segunda fiadas uma legenda indicando os tipos e as quantidades de blocos empregados, as cotas da edificação e a codificação da vista de cada parede elaborada na planta de paginação.

6.2.5.2 Plantas de Locação

Plantas de locação são projetos executados com o objetivo de evitar erros ou enganos durante a execução da obra. Nas plantas devem constar a locação dos blocos-chave, pois o posicionamento errado desses blocos prejudica a modulação e o alinhamento das aberturas. Esses blocos-chave são geralmente os blocos de canto de paredes ou aqueles adjacentes às aberturas das portas.

Para orientação podem ser empregados nas plantas de locação o sistema de cotas acumuladas ou o sistema de locação por coordenadas polares. No sistema de cotas acumuladas a distância longitudinal e transversal da parede se dá em relação à um ponto de origem. Esse sistema é empregado quando a locação das paredes é executada de forma tradicional, empregando-se trenas, fios, quadros de locação, esquadro, etc. Já na locação por coordenadas polares são determinadas as distâncias radiais e angulares entre o ponto de origem e os blocos-chave, utilizando-se teodolito e trena ou estação total para a determinação dessas medidas.

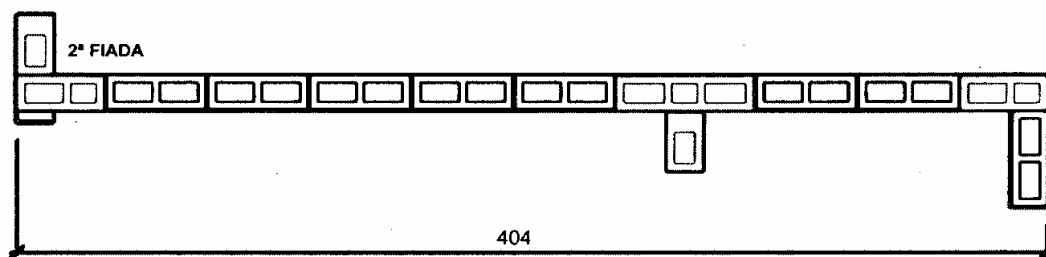
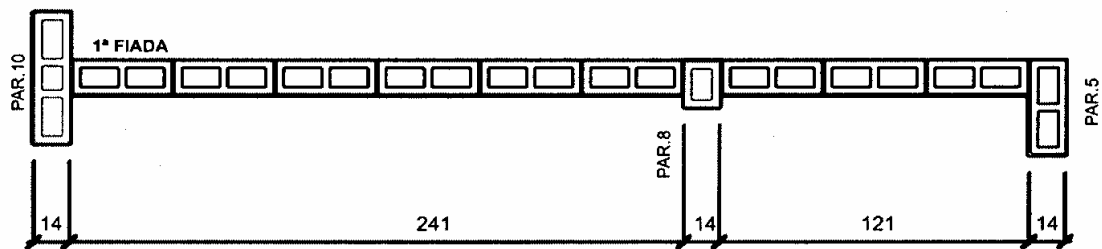
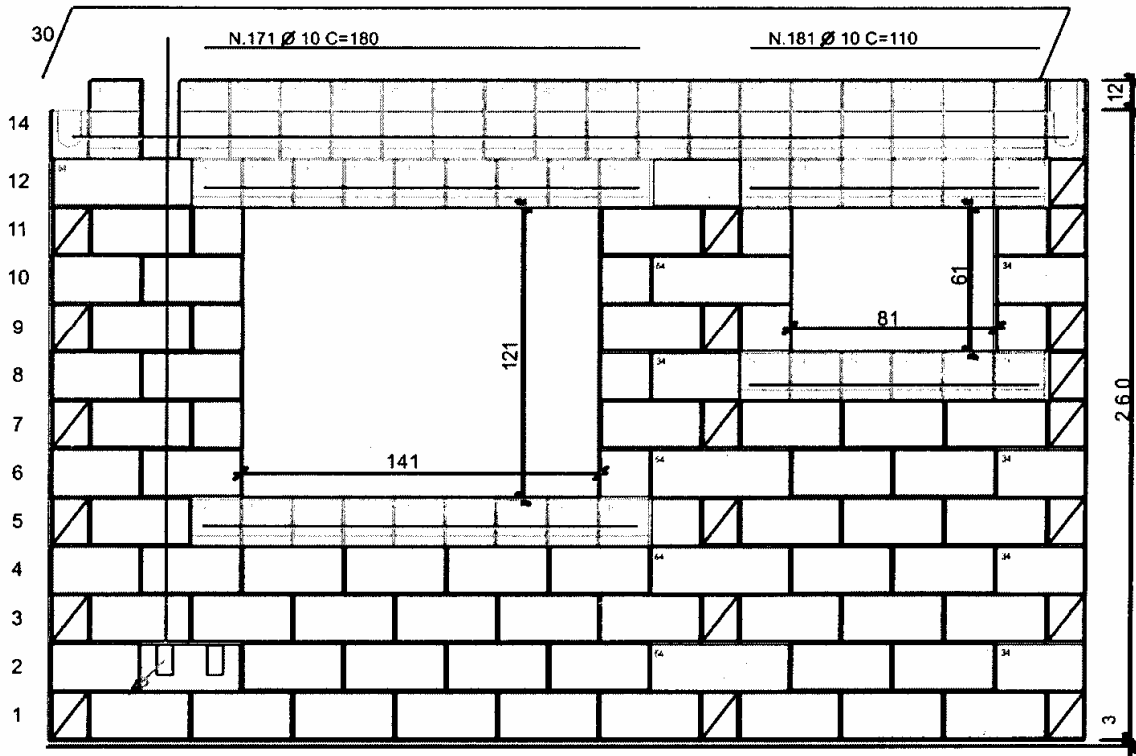
6.2.5.3 *Paginações*

As paginações ou elevações são plantas que complementam as plantas de primeira e segunda fiadas, pois nessas não é possível visualizar todos os detalhes da alvenaria, como o posicionamento da descida das prumadas de luz e água, a amarração entre paredes, os blocos canaleta nas fiadas de respaldo, a existência ou não de grauteamento ou armaduras nos vazados dos blocos, etc. Recomenda-se o uso de paginação somente para as paredes que possuem aberturas, passagem de instalações ou algum outro detalhe que queira ser detalhado.

A figura abaixo apresenta detalhe da paginação em paredes.

N.161 Ø 10 C=450
30
N.171 Ø 10 C=180
N.181 Ø 10 C=110
14
12
11
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
121
141
61
81
12
260
3

1ª FIADA
PAR.10
PAR.8
PAR.5
14
241
14
121
14

2ª FIADA
404

Detalhe de uma elevação de parede

Fonte: PRUDÊNCIO, Luiz R.; OLIVEIRA, Alexandre L., BEDIM, Carlos A. Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto, Florianópolis, 2002 (p.106)

7. CARGAS VERTICAIS ATUANTES

7.1 CLASSIFICAÇÃO

A norma que fixa as condições para a determinação das cargas verticais que devem ser consideradas no projeto de estruturas de edificações é a NBR 6120 " Cargas para o cálculo de estruturas de edificações".

As cargas são classificadas em permanentes e acidentais.

7.1.1 Cargas permanentes (g)

A carga permanenete é constituída pelo peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes.

A NBR 6120 fornece o peso específico dos materiais de construção a serem utilizados, na falta de determinação experimental.

Reproduz-se abaixo o valor do peso específico dos materiais mais utilizados:

Tabela 15 – Peso específico de materiais de edificações

MATERIAL	PESO ESPECÍFICO (kN/m^3)
Granito	28
Mármore e calcáreo	28
Blocos de argamassa	22
Cimento amianto	20
Lajotas cerâmicas	18
Tijolos furados	13
Tijolos maciços	18
Tijolos de silico-calcáreo	20
Concreto simples	24
Concreto armado	25
Argamassa de cal:cimento:areia	19
Argamassa de gesso	12,5
Madeira (Ipê roseo)	10
Aço	78,5
Vidro plano	26

A seguir alguns valores usualmente adotados pelos projetistas de cargas permanentes por área:

Tabela 16 – Carga por área

MATERIAIS	CARGA POR m^2
Revestimento mais reboco de lajes de prédios	0,9 à 1,05
Reboco	0,2
Telha francesa	1,0
Telha colonial	1,2
Telha fibro-cimento	0,38
Telha de zinco	0,32

7.1.2 Cargas acidentais verticais

Cargas acidentais são aquelas que podem atuar em uma estrutura devido ao seu uso.

A NBR 6120 na tabela 2, fornece o valor das cargas verticais acidentais que se consideram atuando nos pisos das edificações, com alguns valores transcritos abaixo:

Tabela 17 – Cargas em pisos de edificações

LOCAIS	CARGA (kN/m^2)
Edifícios residenciais - dormitórios, salas, copa, cosinha e banheiro. - despensas, área de serviço e lavanderia:	 1,5 2,0
Escadas - Com acesso público - Sem acesso público	 3 2,5
Forros sem acesso de pessoas	0,5

Fonte: Tabela 2 da NBR 6120.

7.2 CARREGAMENTO DA ESTRUTURA

Para a análise da estrutura é necessário que se faça a composição das cargas que atuam em cada elemento resistente. Esta composição deve ser realizada somando-se as cargas de cima para baixo, iniciando-se pelas lajes.

7.2.1 Cargas sobre a laje de forro

As cargas distribuídas atuantes sobre as lajes de forro são:

-Peso próprio da laje (e . $\gamma_{concreto}$)

- Peso do telhado com madeiramento

- Reboco

- Carga acidental

Sendo:

e= espessura da laje

$\gamma_{concreto}$ =peso específico do concreto armado

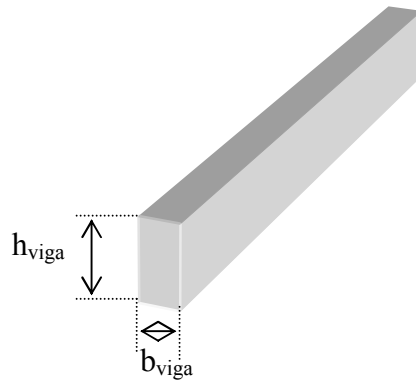
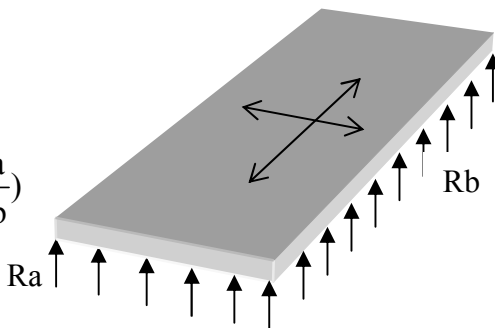
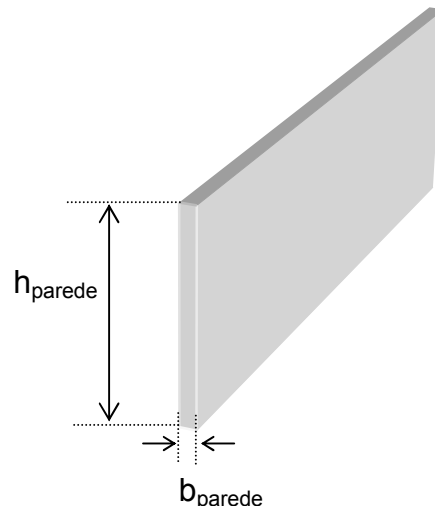
7.2.2 Cargas sobre as lajes dos pavimentos

As cargas distribuídas atuantes sobre as lajes dos pavimentos são:

- Peso próprio da laje (e . $\gamma_{concreto}$)
- Reboco + Revestimento
- Carga acidental

7.2.3 Vigas

As cargas a serem consideradas nas vigas são:

-Peso próprio da viga (b_{viga} x h_{viga} x $\gamma_{concreto}$)

-Peso dasparedes que se apóiam sobre a viga (b_{parede} x h_{parede} x $\gamma_{alvenaria}$)

- Reações das lajes

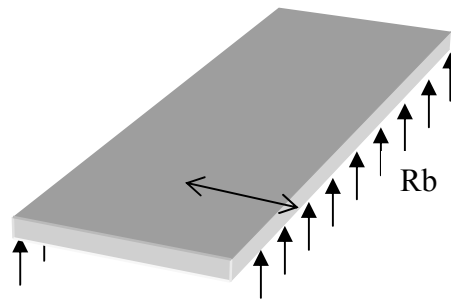
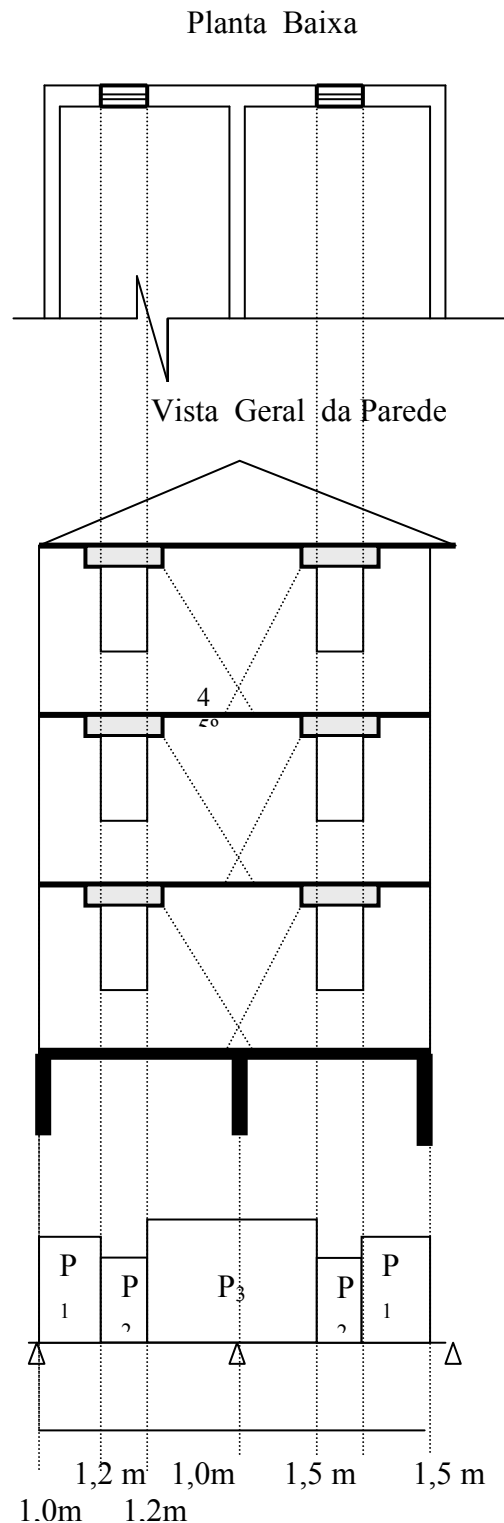
Quando as lajes forem apoiadas sobre os quatro bordos, as cargas podem ser determinadas segundo uma distribuição a 45^0 sendo $a < b$ e q a carga distribuída sobre a laje tem-se:

$$R_a = \frac{q.a}{4}$$

$$R_b = R_a \left(2 - \frac{a}{b}\right)$$

Onde Ra e Rb são as reações de apoio da laje por metro linear.

Se as lajes forem pré-fabricadas ou apoiadas em uma só direção as reações serão:

$$R_b = \frac{q.a}{2}$$

No caso da existência de **um piso totalmente estruturado** que suporte os pavimentos em alvenaria portante sobre ele, a determinação das cargas das vigas deste piso é tarefa que requer o máximo de atenção do engenheiro projetista .No exemplo abaixo pode-se verificar a composição das cargas.

A carga P_1 é constituída de :

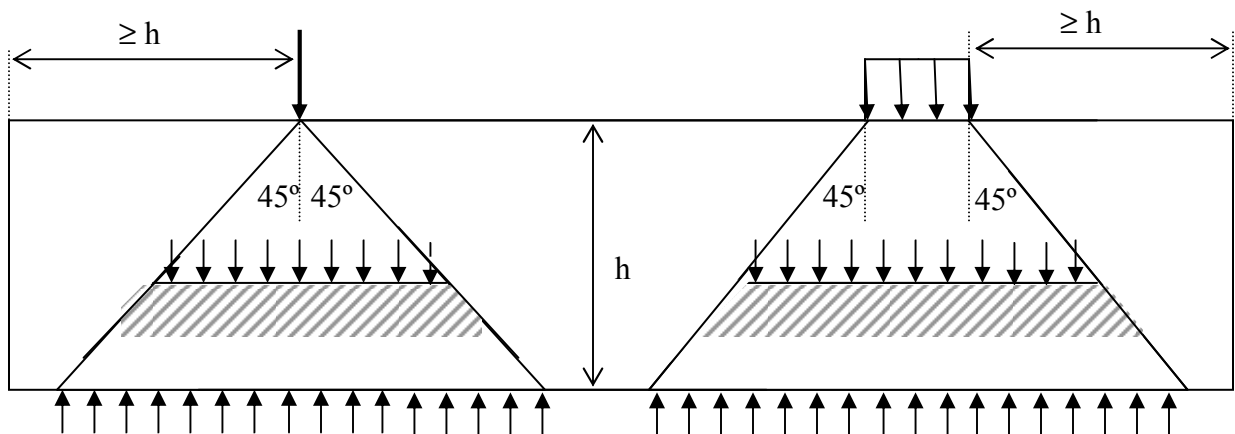
- Peso das vergas/1,2 m (soma das reações das vergas divididas pelo comprimento no qual elas se distribuem)
- Reação da laje de forro
- Reações das lajes de piso do segundo, terceiro e quarto pavimento
- Peso da parede
- Peso próprio da viga

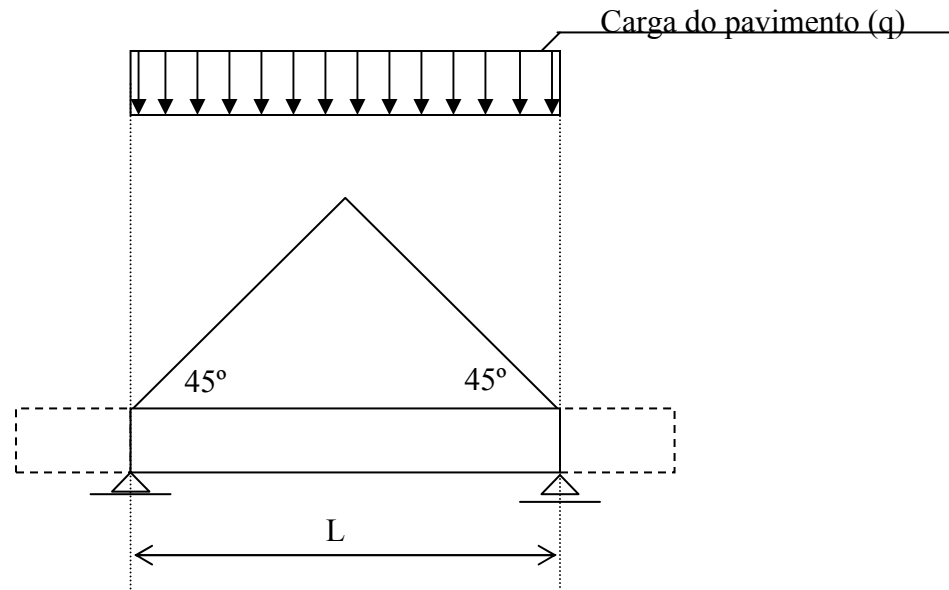
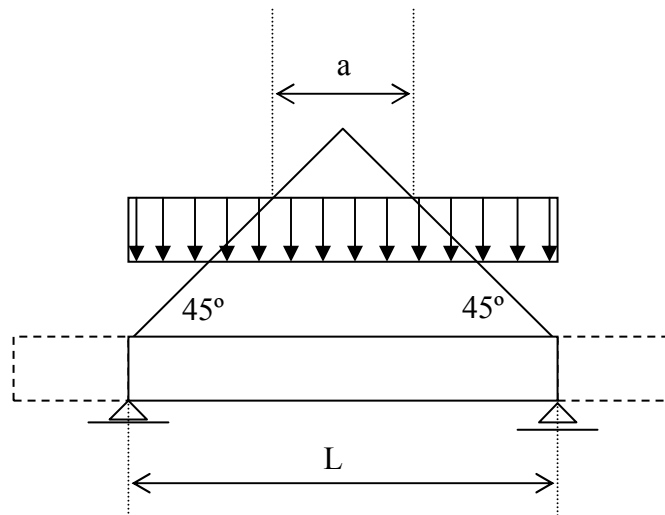
A carga P_2 é constituida de :

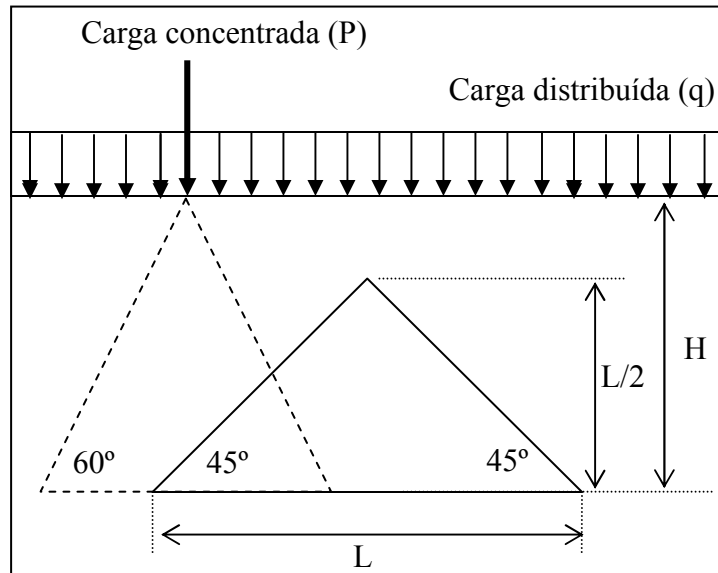
- Peso da parede do peitoril
- Peso da janela (0,7 kN/m^2)
- Reação da laje do segundo pavimento
- Peso próprio da viga

A carga P_3 é constituida de :

- Peso das vergas/ 3,0 m (soma das reações das vergas divididas pelo comprimento no qual elas se distribuem)
- Reações da laje de forro
- Reações das lajes do segundo, terceiro e quarto pavimento
- Peso da parede
- Peso próprio da viga

A NBR 10837 considera que nas paredes estruturais, as cargas concentradas ou parcialmente distribuídas, podem ser admitidas como repartidas uniformemente em seções horizontais limitadas por 2 (dois) planos inclinados à 45^o sobre a vertical e passando pelo ponto de aplicação da carga ou pelas extremidades da faixa de aplicação.

7.2.4 Vergas

A NBR 10837 assume que a verga resista somente a carga compreendida por um triângulo isósceles definido sobre esta.

Carga distribuída fora do triângulo de cargas

Carga distribuída dentro do triângulo de cargas

Por outro lado se sobre a verga atuar uma carga concentrada,que esteja próxima ao triângulo de cargas, admite-se uma distribuição a 60^o desta carga . Assim se a carga concentrada ficar fora do triângulo de carga, só deve ser considerada a carga uniformemente distribuída, dentro do vão da verga.

Carga concentrada fora do triângulo de cargas

7.2.5 Paredes

Sobre as paredes devem ser consideradas cargas verticais:

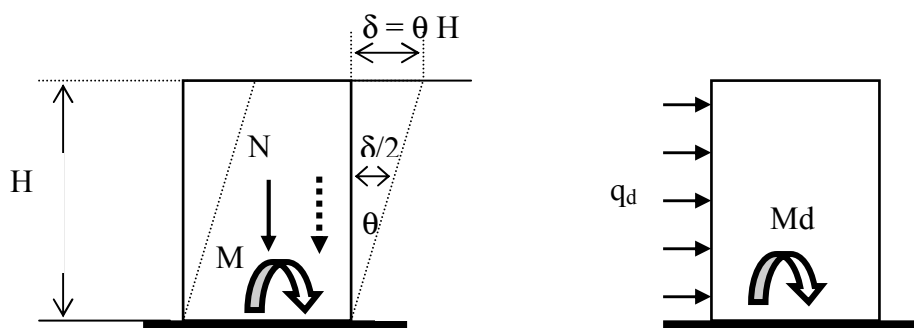
-Peso das lajes

-Peso próprio da parede

E horizontais:

-Ação do vento (conforme prescrições da NBR6123)

-Ação equivalente ao desaprumo durante a construção (item 4.3.1.2 da NBR 10837).

A consideração desta ação pode ser feita através do conhecimento do desvio angular da construção em relação a base (θ). Assim, a intensidade de pressão equivalente ao desaprumo (q_d) pode ser obtida igualando-se o momento produzido pelas cargas verticais excêntricas com o momento realizado pela pressão q_d .

Assim:

$$N\frac{\delta}{2} = \frac{q_d.H^2.C}{2} \quad \text{ou seja:} \quad q_d = \frac{N.\theta}{H.C}$$

Onde:

N - força correspondente ao peso estimado do prédio

C - comprimento da face onde atua q_d

δ - deslocamento do topo.

A norma alemã dá a seguinte expressão para o cálculo do desvio angular θ:

$$\theta = \frac{1}{100.\sqrt{H}}$$

O valor de θ é dado em radianos sendo H a altura da edificação em metros medida do topo até a base.

Logo:

$$q_d = \frac{N}{100.C.H.\sqrt{H}} \qquad \left(\frac{kN}{m^2}\right)$$

8 AÇÃO DO VENTO

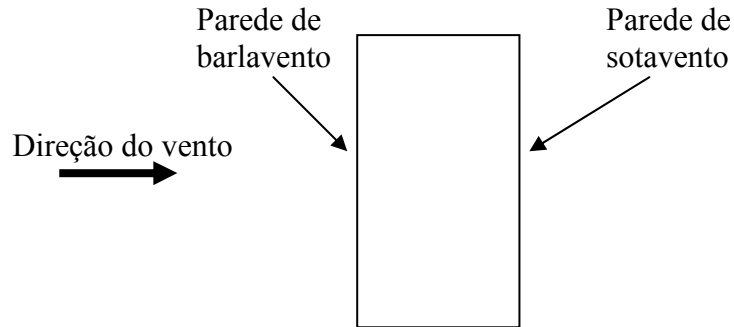
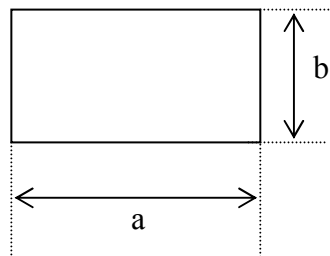
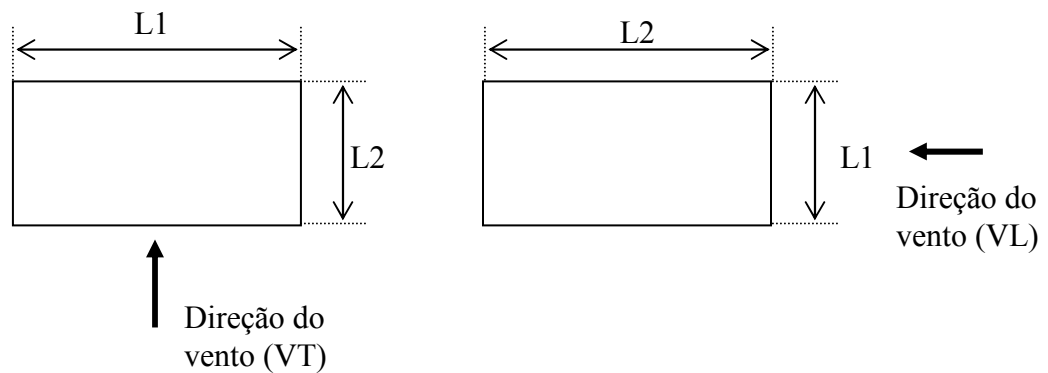
8.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

As cargas devidas ao vento devem ser quantificadas seguindo prescrições da NBR 6123 " Forças devidas ao vento em edificações". Esta norma fixa as condições exigíveis na consideração das forças devidas à ação estática e dinâmica do vento, para efeito de cálculo de edificações.

As forças devidas ao vento sobre uma edificação devem ser calculadas separadamente para:

- Elementos de vedação e suas fixações
- Partes da estrutura (telhados, paredes, etc...)
- Estrutura como um todo.

Com o objetivo de calcular os coeficientes aerodinâmicos segundo a NBR 6123 necessitamos alguns conceitos:

- Barlavento: face da edificação onde o vento incide.
- Sotavento: face da edificação oposta ao lado de incidência do vento.

- a: maior dimensão da obra em planta
- b: menor dimensão da obra em planta

- L1: dimensão da obra ortogonal à direção do vento em planta.
- L2: dimensão da obra paralela à direção do vento em planta.

- VL: vento longitudinal, que sopra na direção paralela à maior dimensão da obra em planta
- VT: vento transversal, que sopra na direção perpendicular à maior dimensão em planta.
- Abertura dominante: é aquela abertura cuja área é igual ou superior à área total das demais aberturas.
- Elementos construtivos e vedações impermeáveis: estão nesta categoria as paredes de alvenaria e concreto sem aberturas, lajes, etc.

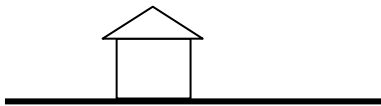
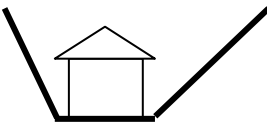
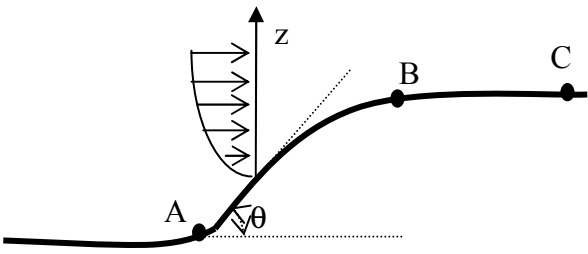
8.2 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS

A determinação dos esforços devidos à ação do vento é feita segundo o roteiro que segue:

8.2.1 Velocidade básica (v_o):

Calcula-se a velocidade básica do vento (v_o) adequada ao local onde a estrutura será construída. Esta velocidade é extraída da figura 1 da NBR 6123 " Isopletas da velocidade básica" onde v_o é fornecida em m/s. A figura citada se encontra reproduzida no anexo 1 desta apostila.

A velocidade básica é a de uma rajada de vento com a duração de 3 segundos, excedida em média, uma vez a cada 50 anos,calculada 10 metros acima do terreno em campo aberto e plano.

8.2.2 Velocidade característica (v_k):

A velocidade característica do vento é obtida multiplicando-se a velocidade básica pelos fatores s_1, s_2, e s_3.

$$v_k = v_o.s_1.s_2.s_3$$

8.2.2.1 Fator s_1 ou topográfico

O fator $\mathbf{s_1}$ é chamado de fator topográfico pois considera as variações de relevo do terreno.

Tabela 18 –Fator s_1

TERRENO	s_1
Plano	1
Vale profundo	0,9
Taludes e morros z, B, C, A, θ	$s_1(z)$ Pontos antes de A s_1=1 Pontos depois de C s_1=1 No ponto B $\theta \le 3^o$ s_1=1 $6^o \le \theta \le 17^o$ $s_1 = 1 + \left(2{,}5 - \frac{z}{d}\right) tg(\theta - 3^o)$ $\theta \ge 45^o$ $s_1 = 1 + \left(2{,}5 - \frac{z}{d}\right).0{,}31$

Fonte: Dados do ítem 5.2 da NBR 6123

No caso de taludes e morros z representa a altura medida a partir da supeerfície do terreno no ponto considerado, d a diferença de nível do ponto analizado à A e θ a inclinação do talude.

Para inclinações intermediárias ($3^o \le \theta \le 6^o$ e $17^o \le \theta \le 45^o$) interpolar linearmente.

Também entre A e B e entre B e C o fator s_1 é obtido por interpolação linear.

8.2.2.2 Fator s_2

O fator $\mathbf{s_2}$ considera o efeito combinado da rugosidade do terreno e da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação em consideração.

A rugosidade do terreno, na NBR 6123, é classificada em 5 categorias:

Tabela 19 – Classe de rugosidade de terrenos

Categoria I	Categoria II	Categoria III	Categoria IV	Categoria V
Superfícies lisas como mar calmo, pântanos e lagos	Terrenos com poucas ondulações como zonas costeiras planas, pântanos com vegetação rala, campos de aviação, pradarias, fazendas.	Terrenos planos ou ondulados com obstáculos como vilas e subúrbios.	Terrenos cobertos por obstáculos como parques, bosques e cidades pequenas.	Terrenos com muitos obstáculos como florestas com árvores altas, cidades grandes e complexos industriais.

Fonte : Dados da página 11 e 12 da NBR 6123

Em relação às dimensões da edificação a norma define 3 classes:

Tabela 20 – Classe da dimensão da edificação

Classe A	Classe B	Classe C
Toda edificação na qual a maior horizontal ou vertical não exceda 20 m.	Toda a edificação ou parte da edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical esteja entre 20 e 50 m.	Toda edificação ou parte da edificação na qual uma dimensão horizontal ou vertical exceda 50 m.

Fonte: Dados da da página 13 da NBR 6123

Abaixo os valores de s_2 a partir das diversas categorias de rugosidade do terreno e classes de dimensões das edificações definidas anteriormente.

Tabela 21 –fator s_2

z (m)	CATEGORIA														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	O,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,267	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14

Fonte: Trancrição parcial da tabela 2 da NBR 6123

8.2.2.3 Fator s_3

O fator $\mathbf{s_3}$ considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Seus valores mínimos são indicados na tabela abaixo:

Tabela 22 - Valores mínimos para o fator estatístico s_3

GRUPO	DESCRIÇÃO	s_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial possa afetar a segurança ou a possibilidade de socorroà pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e forças de segurança, centrais de comunicação, etc)	1,10
2	Edificações para hotéis, residências, comércio e indústria de alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc)	0,88
5	Edificações temporárias e estruturas do grupo 1 e 3 durante a construção.	0,83

Fonte: Tabela 3 da NBR 6123

8.2.3 Pressão dinâmica do vento (q_v)

A velocidade característica permite a determinação da pressão dinâmica do vento pela expressão:

$$q_v = 0{,}613(v_k)^2$$

Sendo obtido q em N/m^2 e estando v_k em m/s.

A pressão do vento será:

$$q_v = C.q$$

onde C é um coeficiente aerodinâmico a ser adotado.

8.2.4 Coeficientes aerodinâmicos

Os coeficientes aerodinâmicos são obtido experimentalmente e tabelados. Estes coeficientes podem ser de 3 tipos:

8.2.4.1 Coeficientes pontuais ou de pressão:

Estes coeficientes nos permitem calcular a pressão efetiva (Δp) em um ponto da superfície da edificação. São adotados para o cálculo do efeito do vento em elementos de vedação e suas fixações (telhas, vidros, esquadrias, painéis de vedação, etc...)

Como a força do vento depende da diferença de pressão nas faces opostas da parte da edificação em estudo, os coeficientes são dados para superfícies internas e externas.

Assim:

$\Delta p = \Delta pe - \Delta pi$

onde:

Δpe = pressão efetiva externa.

Δpi = pressão efetiva interna.

Portanto:

$\Delta p = (Cpe - Cpi).q$

Os valores de Cpe e Cpi representam o coeficiente de pressão externa e interna respectivamente.

8.2.4.2 Coeficientes de forma:

Permitem calcular a força do vento (F) sobre um elemento plano da edificação de área A (paredes e telhados) e representam um valor característico da região analisada.

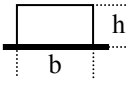
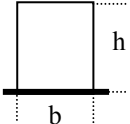
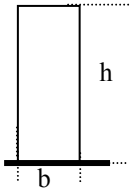
A força do vento sobre um elemento plano de uma edificação de área A atua na direção perpendicular à área do elemento e é dada por:

$$F = Fe - Fi$$

Onde Fe é a força externa à edificação que atua sobre a área A e Fi a força interna atuante na mesma área A.

Desta forma:

$$F = (Ce - Ci).q.A$$

Sendo Ce o coeficiente de forma externo e Ci o coeficiente de forma interno.

Valores positivos dos coeficientes de forma correspondem à sobrepressões e valores negativos correspondem à sucções.

Um valor positivo para a força F indica que esta força atua para o interior e um valor negativo indica que a força atua para o exterior da edificação.

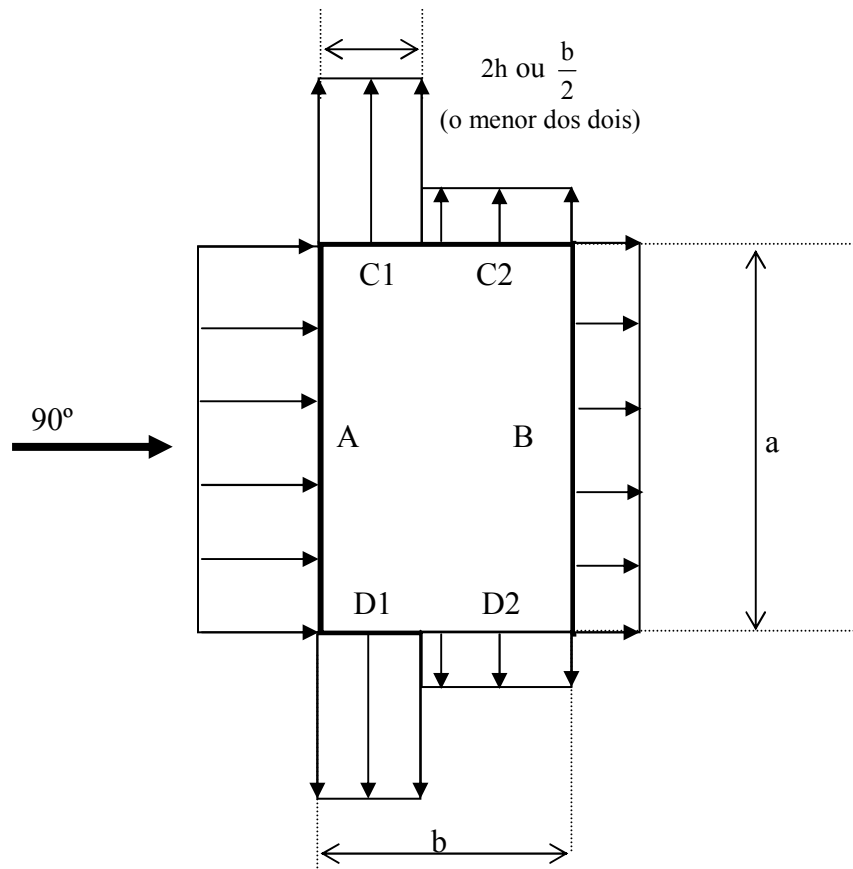
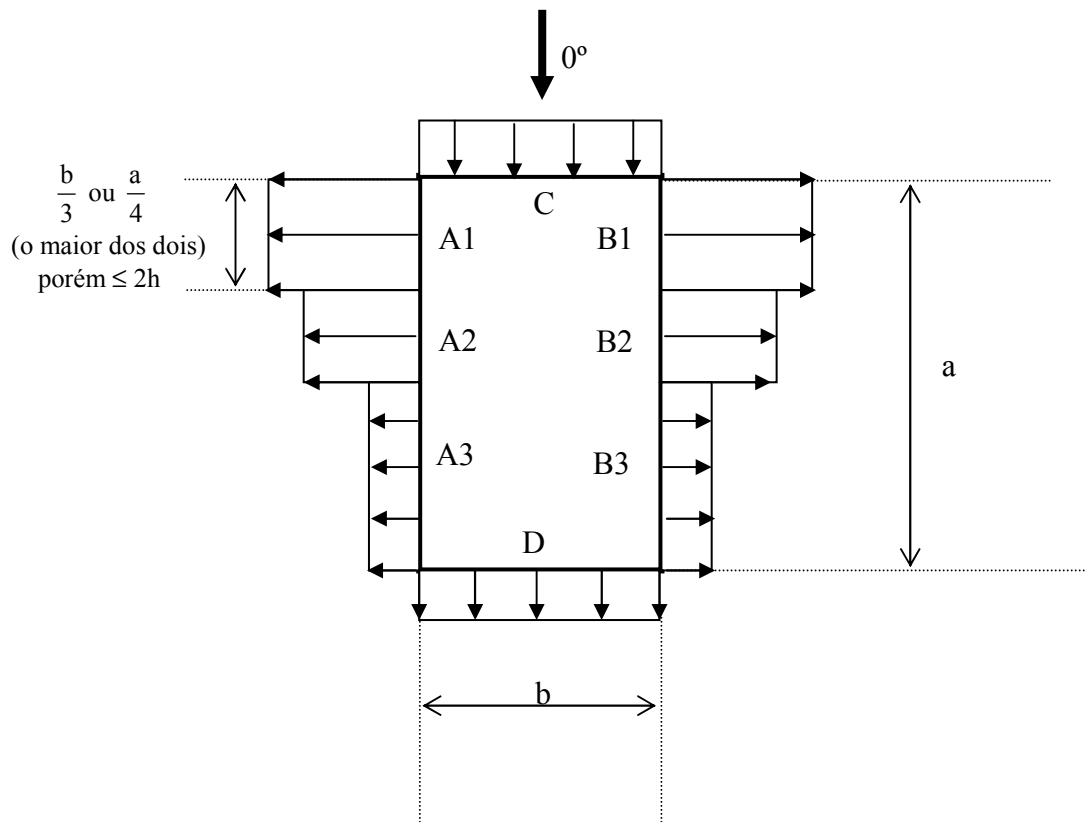
Os coeficientes de pressão e forma externos, para os diversos tipos de edificação e para direções críticas do vento são dados nas tabelas 4 à 8 da NBR 6123.

A tabela 23, que determina os coeficientes de pressão e forma externos para edificações de planta retangular, está abaixo transcrita com suas respectivas notas:

Tabela 23 – Coeficientes de pressão e forma externos para paredes de edificações de planta retangular

Altura relativa		Valores de Ce								Cpe médio
		$\alpha = 0º$				$\alpha = 90º$				
		A1 e B1	A2 e B2	C	D	A	B	C1 e D1	C2 e D2	
0,2 b ou h (o menor); $\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,8	-0,5	+0,7	-0,4	+0,7	-0,4	-0,8	-0,4	-0,9
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,8	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,0
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,9	-0,5	+0,7	-0,5	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,1
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,9	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,6	-0,9	-0,5	-1,1
$\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-1,0	-0,6	+0,8	-0,6	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-1,0	-0,5	+0,8	-0,3	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2

Fonte : Tabela 4 da NBR 6123.

0º
b/3 ou a/4
(o maior dos dois)
porém ≤ 2h
C
A1
B1
A2
B2
A3
B3
D
a
b
2h ou b/2
(o menor dos dois)
90º
C1
C2
A
B
D1
D2
a
b

NOTA 1: Para a/b entre 3/2 e 2 interpolar linearmente

NOTA 2: Para vento à 0º, nas partes A3 e B3 o coeficiente de forma Ce tem os seguintes valores:

Para a/b = 1: o mesmo valor de A2 e A3

Para a/b ≥ 2: Ce = -0,2

Para 1 < a/b < 2: interpolar linearmente.

NOTA 3: Para cada uma das incidências do vento (0º ou 90º) o coeficiente de pressão médio externo, Cpe médio, é aplicado à parte de barlavento das paredes paralelas ao vento, em uma distância igual à 0,2 b ou h, considerando-se o menor destes valores.

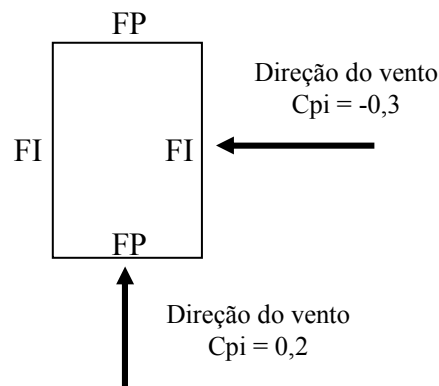
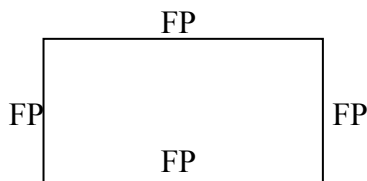
NOTA 4: Para determinar o coeficiente de arrasto Ca deve ser usado o gráfico da figura 4 (vento de baixa turbulência) ou da figura 5 (vento de alta turbulência)

A figura 4 encontra-se reproduzida no anexo 2.

Para os casos previstos na NBR 6123 a pressão interna é considerada uniformemente distribuída no interior da edificação, portanto, em superfícies internas Cpi é igual à Ci.

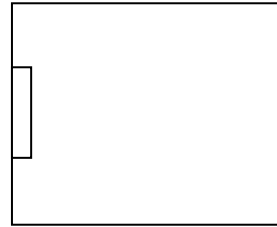
Para edificações com paredes internas permeáveis tem-se os seguintes valores para Cpi:

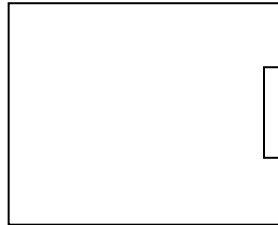
Sendo FI a face impermeável e FP a face permeável.

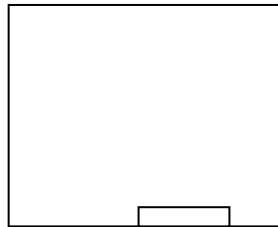
a. Para duas faces opostas igualmente permeáveis e as demais impermeáveis:

b. Quatro faces igualmente permeáveis: Cpi = 0,3 ou 0 (o mais nocivo)

c. Abertura dominante em uma face com as demais de igual permeabilidade:

- Abertura dominante na face de barlavento

$$\text{Proporção} = \frac{\sum \text{área das aberturas da face de barlavento}}{\sum \text{área de abertura em todas as faces submetidas à sucção}}$$

Proporção	Cpi
1	+ 0,1
1,5	+ 0,3
2	+ 0,5
3	+ 0,6
6 ou mais	+ 0,8

- Abertura dominante na face de sotavento

Adotar o valor do coeficiente de forma externo, Ce, correspondente à esta face.

- Abertura dominante em uma face paralela ao vento:

Adotar o coeficiente de forma externo, Ce, correspondente ao local da abertura nesta face.

- Abertura dominante em zona de alta sucção externa.

$$\text{Pr oporção} = \frac{\sum \text{área da aberturas ou aberturas desta zona de sucão}}{\sum \text{área de abertura em todas as faces submetidas à sucção}}$$

Proporção	Cpi
0,25	-0, 4
0,50	-0, 5
0,75	-0, 6
1	-0, 7
1,5	-0, 8
3 ou mais	-0, 9

NOTA 1: Para edifícios efetivamente estanques e com janelas fixas com probabilidade desprezível de serem rompidas por acidente, considerar o mais nocivo dos seguintes valores:

Cpi = - 0,2 ou 0

Nota 2 :Quando não for considerado necessário ou quando não for possível determinar com exatidão razoável a relação de permeabilidade, deve ser adotado para Cpi o mesmo valor do coeficiente de

forma externo Ce para a zona onde se situa a abertura dominante, tanto em paredes como em coberturas

6.2.4 3 Coeficiente de força ou coeficiente de arrasto:

Permitem calcular a força global do vento sobre uma edificação ou parte dela, sendo usados para a verificação da estabilidade do conjunto.

A componente de força global na direção do vento, chamada de força de arrasto (Fa) é obtida por:

$$Fa = Ca. q. Ae$$

Onde Ca é o coeficiente de arrasto e Ae a área efetiva frontal (àrea da projeção da edificação, estrutura ou elemento estrutural, sobre um plano ortogonal à direção do vento).

As seguintes recomendações permitem determinar os coeficientes de arrasto para corpos de seção constante ou fracamente variável:

Para ventos incidindo perpendicularmente a cada uma das fachadas de uma edificação retangular em planta e assente no terreno deve ser usado o gráfico da figura 4 (anexo 2) ou, para casos excepcionais de vento de alta turbulência o gráfico da figura 5 (anexo 3).

Os coeficientes de arrasto dados pela tabela 10 da norma (anexo 4) são aplicados em edificações de eixo vertical assentes no terreno ou sobre uma superfície plana com extensão suficiente para originar condições de fluxo semelhantes às causadas pelo terreno.

Também são aplicados à edificações de eixo horizontal com algumas condições. O vento é considerado incidindo perpendicularmente ao eixo do corpo, de comprimento h.

Se o vento puder passar livremente pelos dois extremos do corpo deve-se considerar o valor de h pela metade. Em caso de corpo confinado em ambos os extremos por superfícies extensas em relação à sua seção transversal a relação h/L1 é considerada infinita. Se o confinamento existir em apenas um dos extremos o valor de h a considerar deve ser o seu valor real.

Embora os valores da tabela 10 se refiram a corpos fechados, eles podem ser aplicados à corpos com um extremmo aberto, tais como chaminés, desde que a relação h/L1 não seja superior à 8.

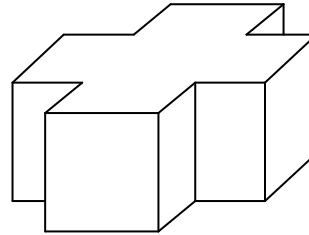
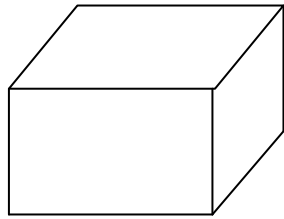
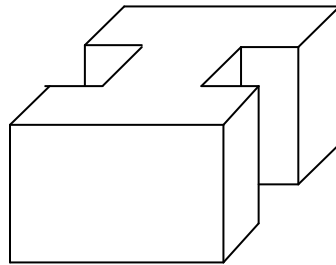
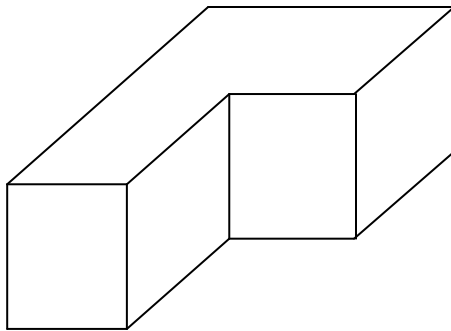
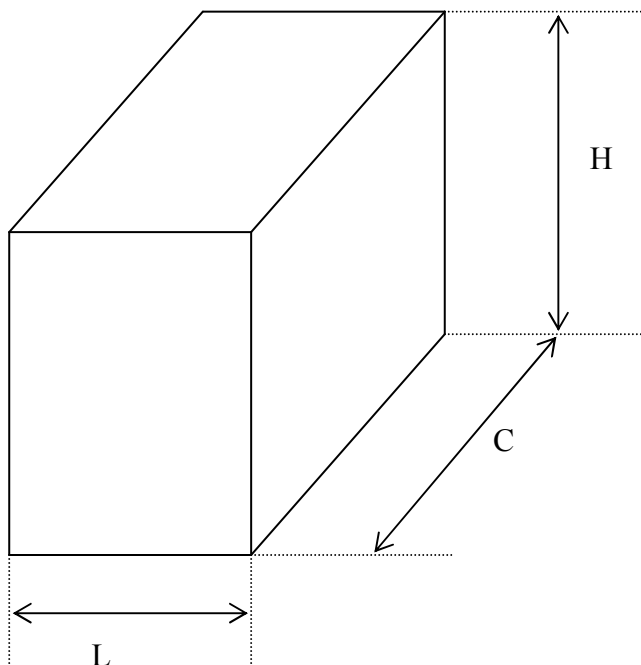
9 ESTABILIDADE GLOBAL DE UMA EDIFICAÇÃO DE ALVENARIA NÃO ARMADA

9.1 ASPECTOS ARQUITETÔNICOS

A forma da edificação deve ser preferencialmente simétrica, contínua e robusta. Segundo Gallegos deve-se evitar as formas L, U T e X, pois encarecem a estrutura e dificultam os cálculos.

A utilização de um "núcleo rígido" (caixa de escadas, elevadores, etc) pode fornecer o contraventamento necessário à estabilidade da estrutura.

A simetria externa da edificação em planta também é importante para a diminuição dos esforços de torção no prédio.

A seguir algumas formas volumétricas boas

aceitáveis,

e ruins

O volume da edificação deve respeitar certas proporções entre largura (L), altura (H) e comprimrnto (C). Gallegos recomenda algumas relações:

SITUAÇÃO	C/L	H/L
Ideal	1	≤ 1
Aceitável	≤4	≤3
Ruim	>4	>3

9.2 ASPECTOS ESTRUTURAIS

9.2.1 Paredes

Com a finalidade de garantir a uniformidade dos esforços laterais Gallegos recomenda que em cada direção (longitudinal e transversal), tenha-se no mínimo 4,2% da área total da edificação de paredes resistentes.

Exemplo:

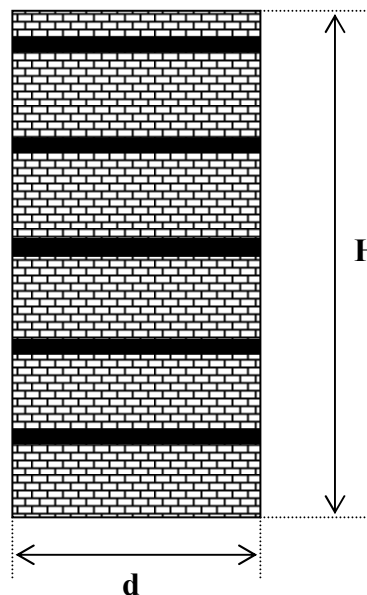
Prédio de cinco pavimentos com área de 200 m^2 de área construída por pavimento, deve-se ter no mínimo em cada direção:

$$\left(\frac{4,2}{100}\right)200.5 = 42 \text{ metros lineares de paredes.}$$

Para evitar os esforços de torção as paredes resistentes devem ser simétricas em planta.

Os vãos para janelas e portas deverão manter a mesma posição em todos os pavimentos, pois desencontros de aberturas podem provocar diminuição de rigidez e de resistência nas paredes.

Para que uma parede resistente tenha um bom desempenho estrutural, a relação entre a sua altura total no prédio e o seu comprimento não deve ser nem muito pequena e nem muito grande.

Gallegos apresenta as seguintes relações entre altura total e comprimento das paredes resistentes:

SITUAÇÃO	RELAÇÕES
Ideal	$2 \leq H/d \leq 4$
Aceitável	$1 \leq H/d < 2$ ou $4 < H/d \leq 5$
Ruim	$H/d < 1$ ou $H/d > 5$

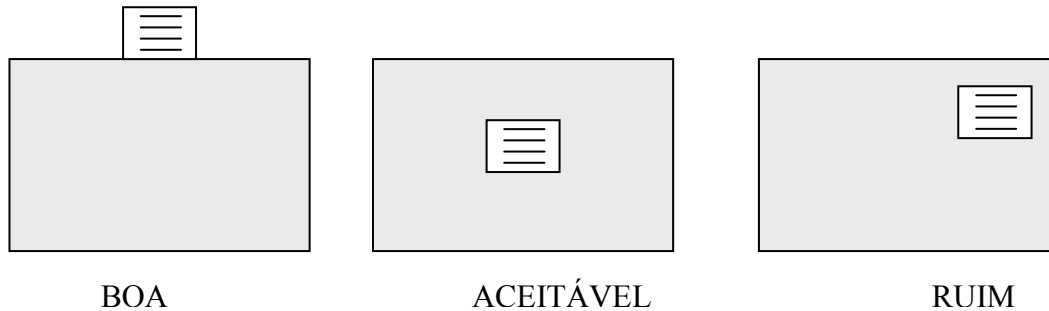
9.2.2 Lajes

As lajes funcionam como elementos enrijecedores das paredes. Para garantir esta função devem apresentar formas adequadas. A forma quadrada resiste melhor aos esforços de torção do que as retangulares.

Recomenda-se relação entre os lados $\left(\frac{C}{L}\right)$ não maiores do que 4, sendo 1 a relação ideal.

As aberturas necessárias para a circulação vertical assim como escadas, elevadores, poços de luz e ventilação enfraquecem a rigidez da laje.

A solução ideal seria a de localizar estes elementos externos ao bloco da edificação, sendo aceitáveis aqueles que mantém a simetria da laje. O desenho abaixo ilustra este raciocínio:

BOA ACEITÁVEL RUIM

9.2 VERIFICAÇÃO AO TOMBAMENTO

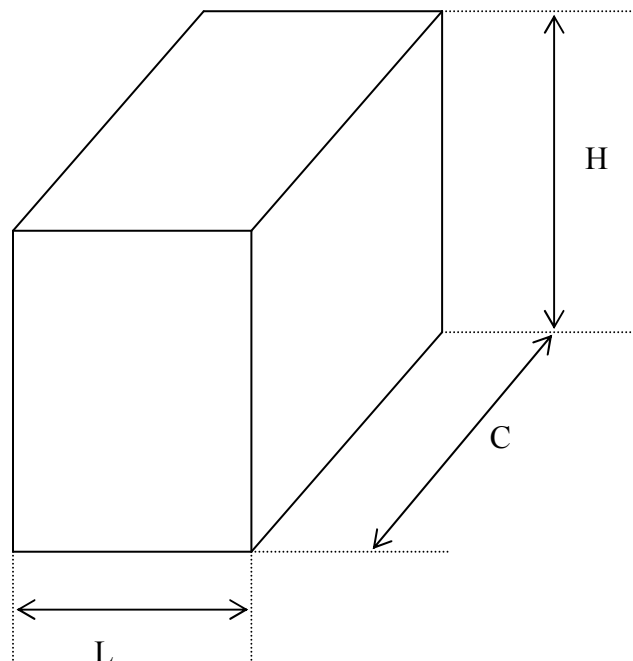
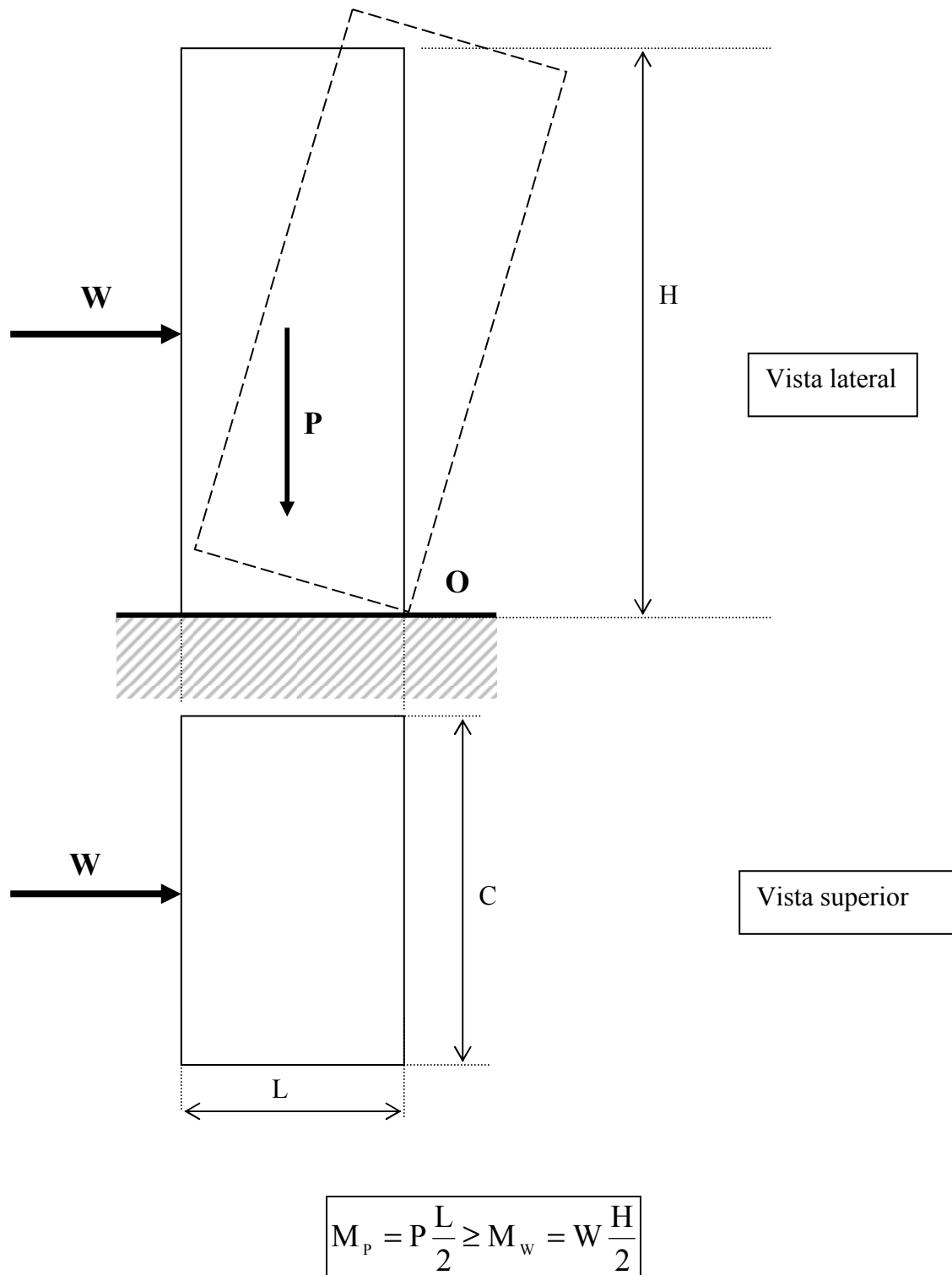
A estabilidade global de uma estrutura de alvenaria pode ser garantida verificando-se o tombamento da mesma.

O princípio desta verificação baseia-se no momento de tombamento devido à ação do vento que não pode exceder o momento de estabilização do conjunto devido à ação da carga permanente, evitando tensões de tração na alvenaria.

Considera-se a edificação como um conjunto monolítico, sendo verificado o equilíbrio em relação ao ponto térreo da edificação mais afastado da parede de barlavento.

Para que a edificação seja considerada monolítica é necessário que a distribuição de paredes seja adequada e que a interação entre as paredes, lajes e demais elementos da estrutura seja garantida.

Normalmente esta verificaão é feita segundo a menor dimensão da edificação pois representa a pior situação da mesma, ou seja, onde a possibilidade de tombamento é maior.

$$M_P = P\frac{L}{2} \geq M_W = W\frac{H}{2}$$

9.4 VERIFICAÇÃO DA NECESSIDADE DE CONSIDERAÇÃO DA AÇÃO DO VENTO

Conforme prescrições da NBR 10.837, a consideração da absorção da carga do vento pode ser dispensada, em prédios de até 5 pavimentos, se a planta preencher as seguintes condições:

a. Possua paredes resistentes nos dois sentidos de modo a proporcionar estabilidade lateral aos elementos e ao conjunto;

b. As lajes sejam calculadas como solidárias às paredes resistentes, transmitindo esforços horizontais.

A norma alemã DIN 1053 apresenta uma inequação que permite verificar se os requisitos acima são atendidos:

$$\alpha = H\sqrt{\frac{P}{E_{alv}\sum I}}$$

onde :

H – altura total do prédio

P – Peso total estimado para o prédio

E_{alv} – Módulo de elasticidade longitudinal para a alvenaria

ΣI – Somatório dos momentos de inércia dos elementos resistentes na direção analisada.

Este coeficiente α será satisfatório, para o prédio de n pavimentos se:

$$\alpha \leq 0{,}6 \ \text{ para } n \geq 4$$

$$\alpha \leq 0{,}2 + 1 \ \text{ para } 1 \leq n \leq 4$$

O módulo de elasticidade da alvenaria é indicado por:

$$E_{alv} = 600.fp$$

onde fp é a resistência média do prisma de 2 blocos superpostos.

10 ESTABILIDADE DAS PAREDES

Os painéis externos de alvenaria devem ter assegurada a sua estabilidade, frente à ação das cargas externas laterais e perpendiculares ao seu plano, sendo considerada ainda a existência de excentricidade da carga vertical.

Basicamente duas situações devem ser verificadas:

- Paredes do último pavimento devido à maior ação do vento e menor carga de descompressão.
- Paredes do pavimento térreo devido à excentricidade da carga vertical, máxima pré-compressão e ação do vento.

10.1 DIMENSÕES EFETIVAS

10.1.1 Altura efetiva das paredes

Considera-se como altura efetiva das paredes a altura real quando a parede é apoiada na base e no topo. No caso de ser apoiada apenas na base a sua altura efetiva deve ser duas vezes a altura da parede acima de sua base.

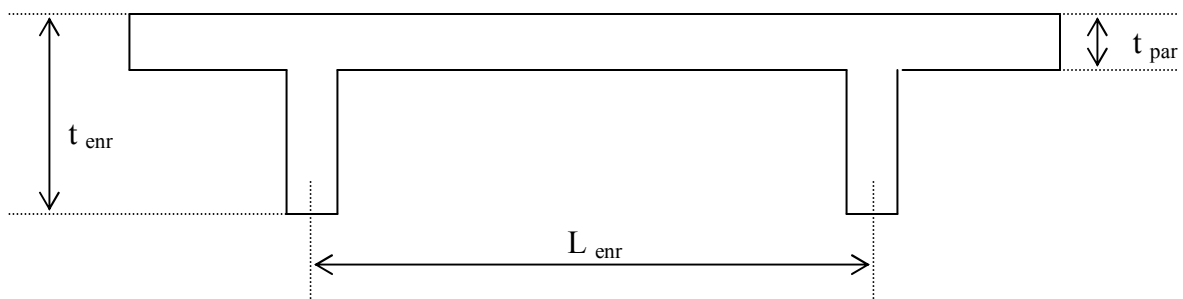
10.1.1.1 Espessura efetiva de paredes

A espessura efetiva de uma parede sem enrijecedores deve ser a sua espessura real, sem a consideração de revestimentos.

No caso de ter enrigecedores espaçados em intervalos regulares, a espessura efetiva deve ser o valor obtido ao se multiplicar a sua espessura real entre os enrijecedores pelos coeficientes da tabela abaixo, transcrita da NBR 10837, item 5.1.

È chamado de L_{enr} a distância entre dois enrijecedores de centro a centro e t_{enr} a espessura do enrijecedor.

Tabela 24 - Parede com enrijecedor

L_{enr}/t_{enr}	$t_{enr}/t_{par} = 1$	$t_{enr}/t_{par} = 2$	$t_{enr}/t_{par} = 3$
6	1,0	1,4	2,0
8	1,0	1,3	1,7
10	1,0	1,2	1,4
15	1,0	1,1	1,2
20 ou mais	1,0	1,0	1,0

10.2 FLAMBAGEM

A esbeltez (λ) de uma parede é definida pela relação entre sua altura efetiva (h) e sua espessura efetiva (t). A norma não permite esbeltez maior do que 20.

$$\lambda = \frac{h}{t} \leq 20$$

10.3 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE

A verificação da estabilidade das paredes é feita urilizando-se o método das tensões admissíveis.

Calcula-se a tensão na base das paredes, em cada pavimento, para diferentes combinações de esforços atuantes sobre as mesmas, procurando-se sempre a situação mais desfavorável.

Após a determinação é feita a comparação:

TENSÃO DE SERVIÇO ≤ TENSÃO ADMISSÍVEL

10.4 TENSÕES ADMISSÍVEIS

A NBR 10837 prescreve no seu item 5.1 as tensões admissíveis para a alvenaria não armada.

10.4.1 Tensão de compressão admissível devido à cargas permanentes e acidentais

As tensões de compressão admissíveis são calculadas pelas expressões:

$$\bar{f}_{alv,C} = 0{,}2.f_p\left[1-\left(\frac{h}{40t}\right)^3\right] \quad \text{ou} \quad \bar{f}_{alv,C} = 0{,}286.f_{pe}\left[1-\left(\frac{h}{40t}\right)^3\right]$$

onde:

f_p - resistência média dos prismas,

f_{pe} - resistência da parede,

h - altura efetiva,

t – espessura efetiva

Observe-se que, devido ao fato de ensaios em paredes levarem à resultados mais representativos do que ensaios em prismas, o fator de redução de tensão aumenta.

A tensão de compressão devido à flexão (item 5.3 NBR 10837) é calculada por:

$$\bar{f}_{alv,F} = 0{,}3.f_p$$

10.4.2 Tensão de tração admissível

A tensão de tração admissível medida na direção normal à fiada deve ser considerada:

- Para blocos vazados:

$$\bar{f}_{alv,T} = 0{,}15\text{ MPa para } f_a \text{ entre 12 e 17 MPa}$$

$$\bar{f}_{alv,T} = 0{,}10\text{ MPa para } f_a \text{ entre 5 e 12 MPa}$$

- Para blocos maciços:

$$\bar{f}_{alv,T} = 0{,}25\text{ MPa para } f_a \text{ entre 12 e 17 MPa}$$

$$\bar{f}_{alv,T} = 0{,}20\text{ MPa para } f_a \text{ entre 5 e 12 MPa}$$

10.4.3 Tensão de cisalhamento admissível

$$\bar{\tau}_{alv} = 0{,}25\text{ MPa para } f_a \text{ entre 12 e 17 MPa}$$

$$\bar{\tau}_{alv} = 0{,}15\text{ MPa para } f_a \text{ entre 5 e 12 MPa}$$

onde f_a é a resistência da argamassa.

10.5 VERIFICAÇÕES PARA A FLEXÃO COMPOSTA

Considera-se verificada a parede onde:

$$\frac{f_{alv,C}}{\bar{f}_{alv,C}} + \frac{f_{alv,F}}{\bar{f}_{alv,F}} \leq 1$$ para cargas permanentes e acidentais

$$\frac{f_{alv,C}}{\bar{f}_{alv,C}} + \frac{f_{alv,F}}{\bar{f}_{alv,F}} \leq 1,33$$ para cargas permanentes, acidentais e ação do vento

Sendo:

$f_{alv,C}$ – tensão de compressão atuante

$\bar{f}_{alv,C}$ - tensão de compressão admissível

$f_{alv,F}$ – tensão de compressão atuante devido à flexão

$\bar{f}_{alv,F}$ - tensão de compressão admissível devido à flexão.

11 CALCULO DE ELEMENTOS DE REFORÇO

Nas estrutura mistas ou alvenaria estrutural deve-se ter cuidados especiais em algumas situações, como é o caso das concentrações de aberturas (janelas ou portas) em determinadas paredes, vãos abertos muito grandes e o apoio de elementos estruturais como vigas em paredes.

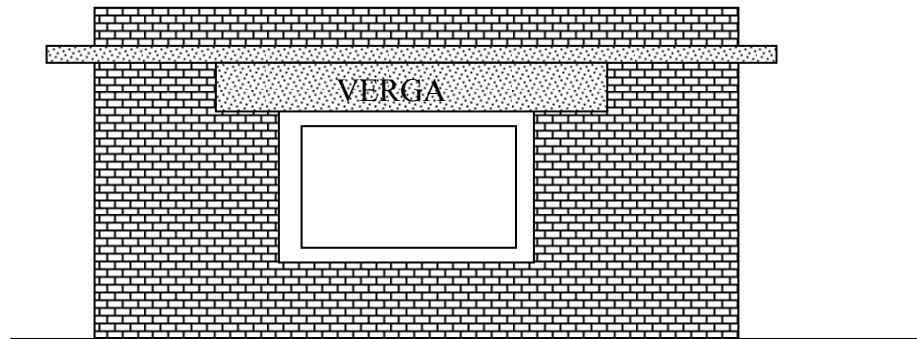
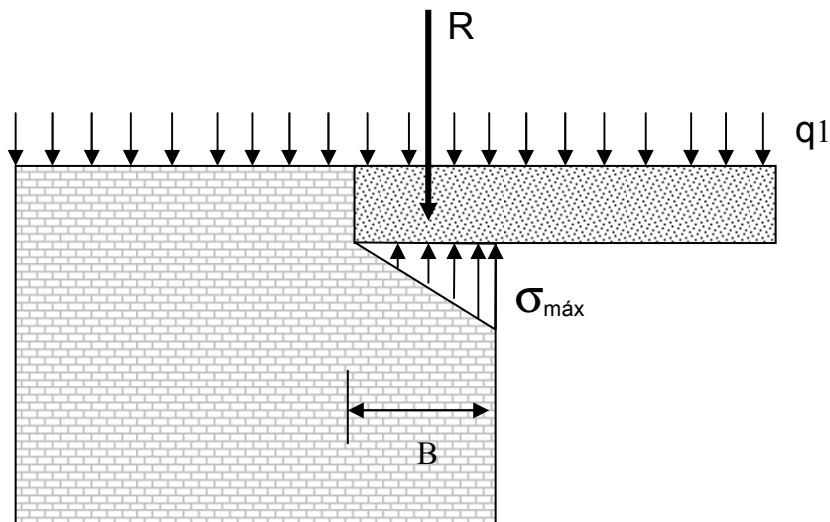
Para evitar o acúmulo de tensões em determinadas áreas do projeto, muitas vezes surge a necessidade de elementos de reforço como por exemplo:

- Vergas
- Cintas
- Coxins e rabichos

11.1 VERGAS

No caso da existência de aberturas de janelas ou portas com mais de 1,5 metros em uma parede de alvenaria, devemos ter o cuidado de prever a necessidade de um reforço estrutural , chamado de **VERGA.**

A verga é um elemento estrutural fletido (sujeito a momento fletor) que tem a finalidade de absorver as reações das lajes que sobre ela se apoiam e de eventuais paredes de pavimentos superiores que se estendam no seu vão.

Nestes casos a verga é calculada como uma viga e deve-se prolongar o seu comprimento de apoio, de maneira a criar uma maior área para a distribuição do efeito de suas reações, reduzindo a tensão desenvolvida na alvenaria.

A distribuição destas tensões no comprimento de apoio da verga não é uniforme e segue o modelo abaixo indicado.

Sendo:

R ⇒ Reação da Verga.

B ⇒ Comprimento do apoio.

b ⇒ Espessura real da parede (descontadas as espessuras de reboco).

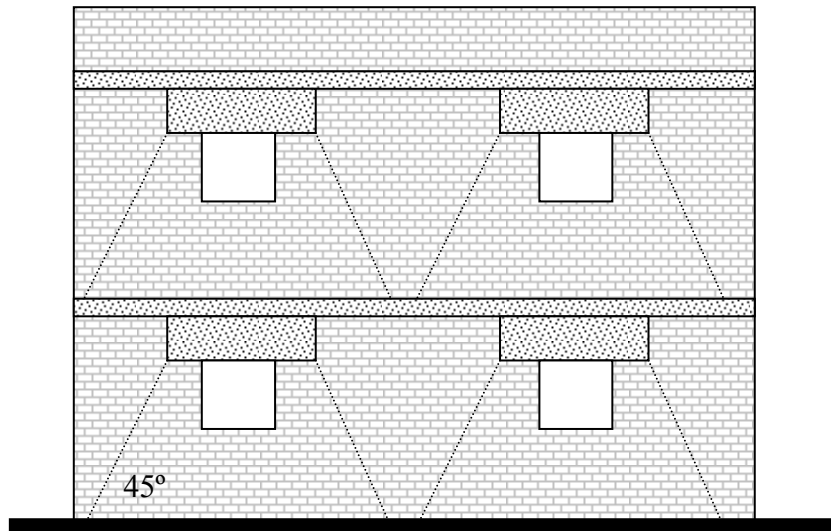
q_1 ⇒ Carga proveniente de pavimentos superiores (caso não haja q_1=0).

σ_{adm} ⇒ Tensão admitida para a alvenaria.

$\sigma_{máx}$ ⇒ Tensão máxima desenvolvida no apoio (considera-se permitido que $\sigma_{máx} = 1,3\sigma_{adm}$)

Então o comprimento de apoio da verga pode ser calculado pela expressão:

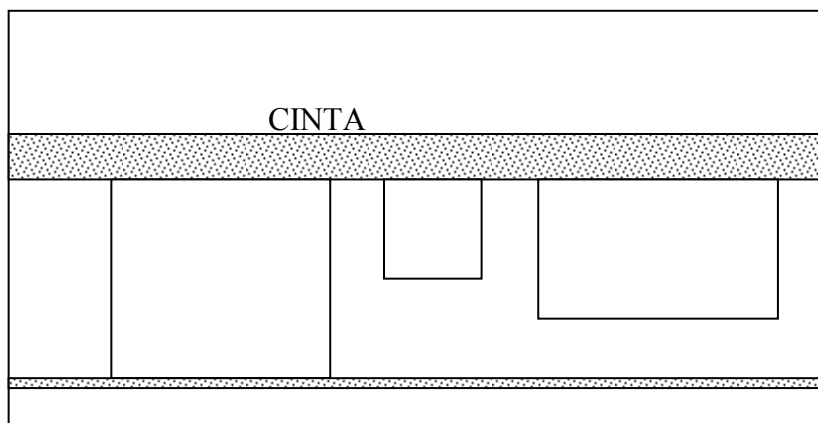
$$B = \frac{2R}{b(1{,}3\sigma_{adm} - q1/b)}$$

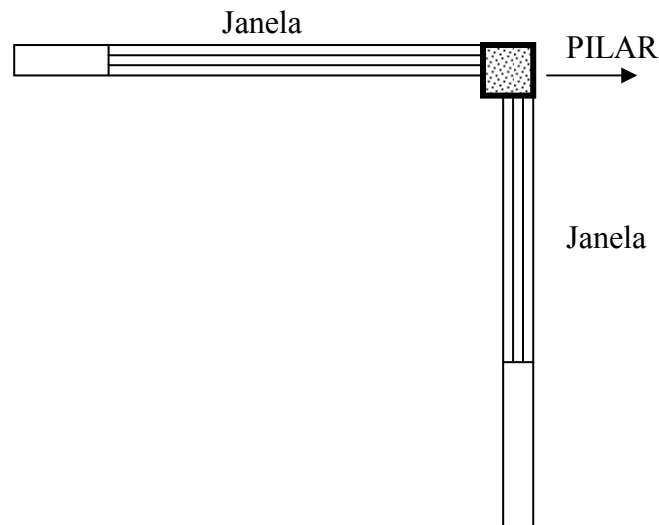
Estas cargas se transmitem para o pavimento inferior segundo uma inclinação de 45º.

11.2 CINTAS

Em estruturas mistas é comum ocorrer uma concentração de 2 ou mais aberturas em uma mesma parede. Para a solução deste problema, pode-se adotar verga comum a mais de uma abertura, cinta contínua sobre todas as paredes (reforços onde deveria haver verga a calcular), ou criação de pilares (alvenaria, concreto ou madeira) em locais críticos.

A cinta é um elemento estrutural semelhante a viga que se apoia sobre as paredes de alvenaria portante, normalmente construídas em concreto (armadura mínima ou padronizada), cuja finalidade é ser um distribuidor de cargas, uniformizando a tensão exercida sobre a alvenaria.

Previne recalques diferenciais não considerados e ainda auxilia no contraventamento e no amarramento das paredes.

Nas paredes externas é comum adotar-se cinta contínua com altura da verga, pois as aberturas muitas vezes são muito próximas.

11.3 PILARES

Também no caso de grandes concentrações de aberturas pode-se optar por pilares de concreto armado, calculados segundo a NBR 6118 "Projeto de estruturas de concreto".

11.4 COXINS

Onde as vigas se apoiam na alvenaria, dependendo da reação transmitida e consequente tensão desenvolvida, podemos ter a necessidade de aumentar esta área de apoio.

11.4.1 Vigas e parede de alvenaria na mesma direção.

Calculamos o comprimento de apoio como nas vergas.

11.4.2Viga perpendicular a parede de apoio.

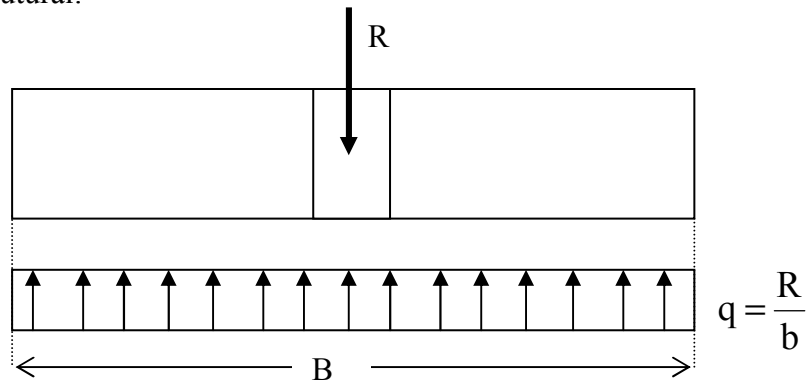
Aumenta-se a área de apoio da viga atravéz de coxins. Os coxins são elementos auxiliares que devem ter no mínimo a altura da viga que apoia e comprimento calculado em função da reação da mesma.

Este comprimento deve ser suficiente para não criar na alvenaria tensões normais maiores do que as admissíveis.

Para que a distribuição de tensões na parede seja uniforme, é necessário garantir a rigidez do coxim.

11.4.2.1 Viga e Coxim no mesmo nível

O coxim se comporta como um prolongamento lateral da viga e podemos considerá-lo como uma peça com dois balanços, sujeita a Momento Fletor e Esforço Cortante.

Esquema estrutural:

Onde:

R - Reação da Viga ou verga.

B - Comprimento do coxim.

b - Espessura real da parede (descontadas as espessuras de reboco).

O coxim é calculado como uma viga sujeita a um momento M e um cortante Q, onde:

$$M = \frac{q.B^2}{8} \quad \text{e} \quad Q = \frac{q.B}{2}$$

Para que a tensão na alvenaria não ultrapasse a admitida é necessário que:

$$\frac{R}{b.B} \leq \overline{\sigma_{alv}}$$

Onde b.B é a área de apoio do coxim sobre a parede.

Fica definido assim o comprimento do coxim:

$$B \geq \frac{R}{b.1{,}3.\overline{\sigma_{alv}}}$$

Caso o coxim calculado receba ainda uma carga devido a pavimentos superiores, usamos o mesmo raciocínio da verga e o comprimento passa a ser calculado por:

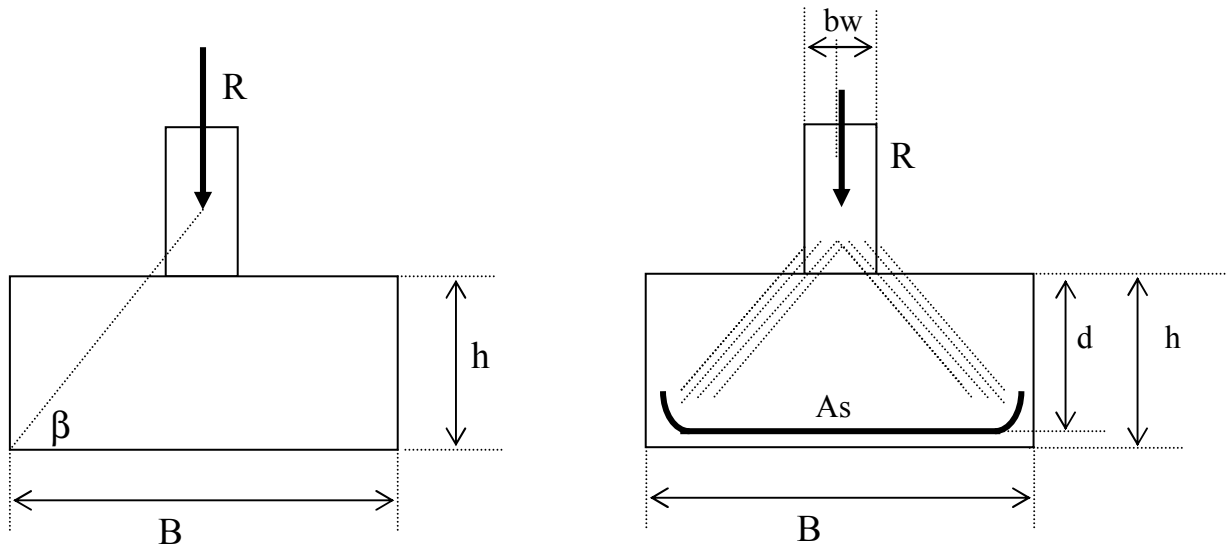
$$B \geq \frac{R}{b.(1{,}3.\overline{\sigma_{alv}} - q1/b)}$$

onde:

q_1 - Carga proveniente de pavimentos superiores.

$\overline{\sigma_{alv}}$ - Tensão admitida para a alvenaria.

O coxim deve ter seu comprimento igual a no mínimo o dobro da altura da viga.

11.4.2.2 Viga com face inferior coincidente com a face superior do coxim

Dependendo da relação entre h e B/2, o coxim pode ser dimensionado como bloco de fundação, ou como sapata armada.

No caso de ser dimensionada como bloco de fundação, então:

$$\beta = \text{arc tg} \;\; \sqrt{\ } / h$$

No caso da sapata armada, pode-se utilizar o precesso das bielas, onde a armadura As deve ser:

$$As = \frac{R}{8} \cdot \frac{(B - bw)}{d} \cdot \frac{1,4}{fyd}$$

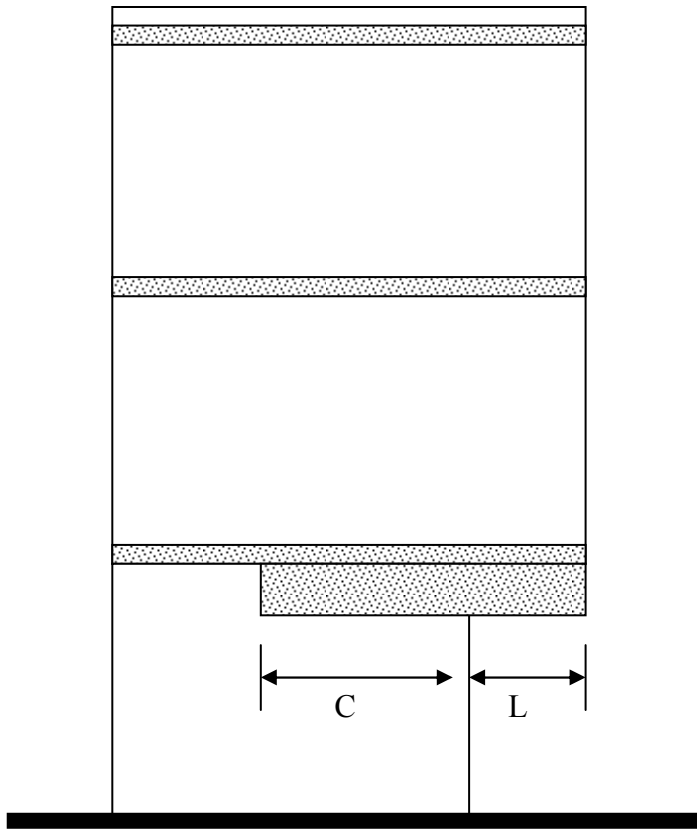
sendo

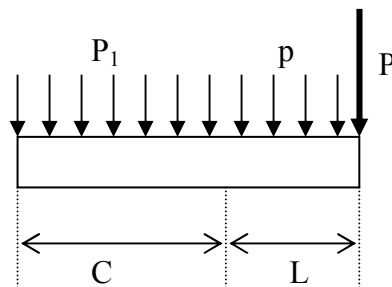
$$d \geq \frac{B - bw}{4}$$

11.5 VIGAS COM BALANÇO ENGASTADAS NA ALVENARIA (RABICHOS)

Este tipo de situação é muito comum quando a edificação apresenta recuo no pavimento térreo.

Existindo uma parede portante, a viga de sustentação do balanço é engastada na mesma, e deve ter um comprimento de engaste adequado na alvenaria.

A porção que entra na alvenaria de comprimento C é chamada de rabicho, sendo L o comprimento do balanço.

Esquema estrutural:

O cálculo é feito adotando-se uma segurança de 1,5 em relação ao tombamento, isto é, o momento estabilizante (M_R) deve ser 1,5 vezes o momento de tombamento (M_S).

$$M_R = p_1 \frac{C^2}{2} \qquad M_S = p\frac{L^2}{2} + PL$$

Sendo $M_R = 1{,}5\ M_S$

$$C \geq \sqrt{\frac{3M_S}{q1}}$$

Onde:

p_1 – soma de todas as cargas das paredes portantes até a cota superior da viga (distribuição uniforme)

p – soma de todas as cargas das paredes portantes em balanço até a cota superior da viga (distribuição uniforme).

A seguir verifica-se se este comprimento satisfaz à condição de não esmagamento da alvenaria.

Sendo b a largura da parede, a tensão provocada pela carga p_1 é calculada por:

$$\sigma_1 = \frac{p_1}{b}$$

A reação R de todas as cargas em balanço (R = pL +P), admitimos aplicada no terço de C, resultante de uma distribuição triangular:

$$\sigma_2 = \frac{2R}{b.C}$$

O momento fletor (M) das cargas em balanço desenvolve tensões de tração e compressão, distribuídas conforme diagrama abaixo, e calculadas por:

$$\sigma_3 = \frac{\pm 6.M}{b.C^2}$$

A tensão máxima resultante é a soma das tensões σ_1, σ_2 e σ_3.

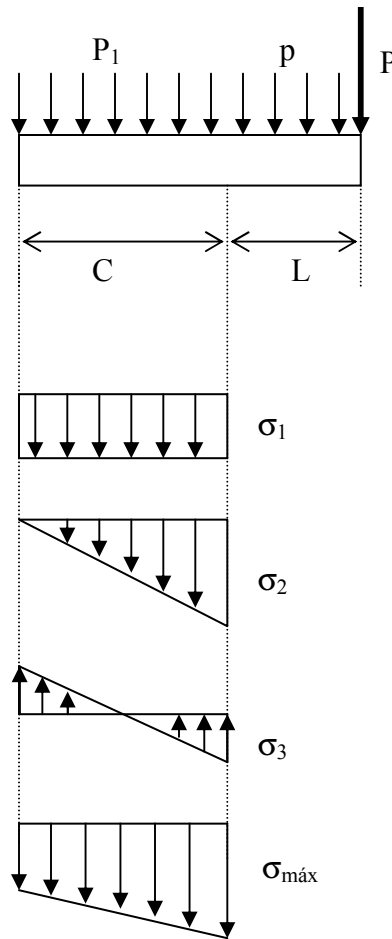
$$\sigma_{máx} = \frac{p_1}{b} + \frac{2R}{b.C} + \frac{6.M}{b.C^2}$$

O valor da tensão máxima não pode ultrapassar à 1,3 tensão admissível da alvenaria.

$$\sigma_{máx} \leq 1{,}3.\sigma_{admissível}$$

O dimensionamento desta viga deverá ser feito considerando-se as solicitações de momento fletor (M_V) e esforço cortante (Q_V) abaixo indicados:

$$M_V = \frac{p\left(L + \frac{C}{3}\right)^2}{2} + P\left(L + \frac{C}{3}\right)$$

$$Q_V = pL + P$$

12 REFORMAS EM PROJETOS ARQUITETÔNICOS COM ALVENARIA ESTRUTURAL

Sempre que pretendemos remover uma parede de alvenaria em uma edificação de estrutura mista, devemos nos cetificar de que esta parede não tem função estrutural.

Caso a remoção direta não seja possível, podemos optar por remoções parciais. Podemos aumentar o vão destas remoções, optando por aberturas em forma de arco.

O acima citado se constitui no famoso ‘efeito arco’ conhecido desde a antiguidade, onde eram construídos templos e monumentos de grande porte em blocos de pedra ou outros materiais resistentes apenas a compressão. Lembre-se que naquela época ainda não era empregada a técnica de reforço de zona tracionada com armaduras.

É claro que o tamanho do arco fica condicionado a carga que ele está submetido e a resistência da alvenaria empregada.

Se ainda assim esta solução não satisfaz, e a escolha pela remoção total for adotada, deveremos substituir a parede a ser removida por uma viga de concreto ou aço a ser dimensionada, adotando-se cuidados especiais quando da transmissão das cargas da edificação existente para o novo elemento.

É claro que esta solução não seria das mais econômicas, já que os cuidados na execução desta substituição devem ser minuciosos, pois a falta de escoramento dos pavimentos superiores, mesmo que por instantes pode ocasionar trincas e fissuras indesejáveis com possível comprome[illegible]to de toda a estrutura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Agregado para Concreto** – NBR 7211. Rio de Janeiro, 1983.

________. **Argamassa de Assentamento para Alvenaria de Bloco de Concreto – Determinação da Retenção de Água** – NBR 9287. Rio de Janeiro, 1986.

________. **Bloco Cerâmico para Alvenaria** – NBR 7171. Rio de Janeiro, 1992.

________. **Blocos Vazados de Concreto Simples para Alvenaria Estrutural** – NBR 6136. Rio de Janeiro, 1994.

________. **Cálculo da Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto** – NBR 10837. Rio de Janeiro, 1989.

________. **Cimento Portland – Determinação de Resistência à Compressão** – NBR 7215. Rio de Janeiro, 1996.

________. **Execução e Controle de Obras em Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto** – NBR 8798. Rio de Janeiro, 1985.

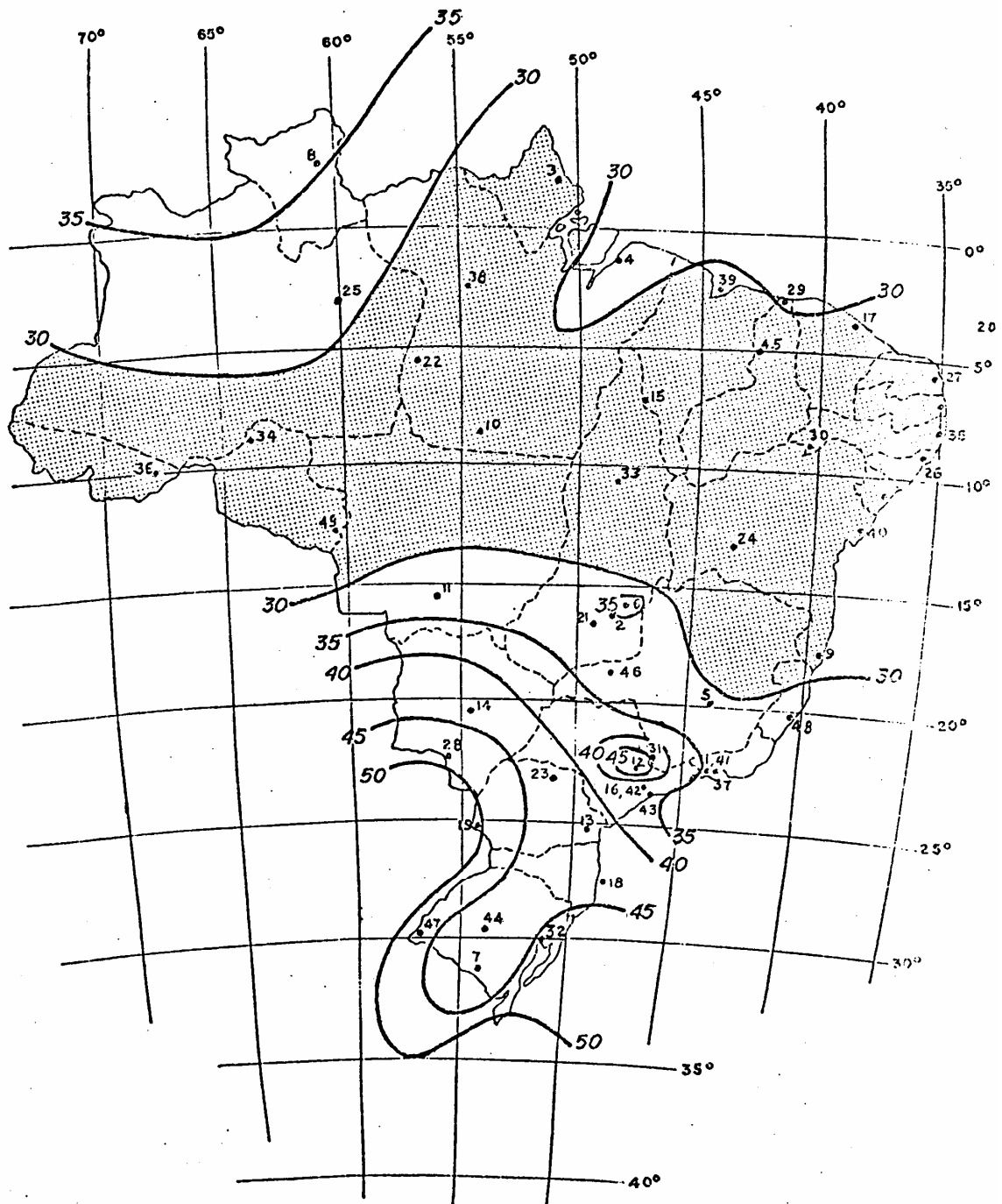
FRANCO, Luiz Sérgio. **Desempenho da Alvenaria à Compressão.** Boletim Técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, BT – 20/88. São Paulo, 1988

KALIL, Sílvia Baptista; LEGGERINI, Maria Regina. **Estruturas Mistas – Concreto Armado X Alvenaria Estrutural**. Curso de Graduação. Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

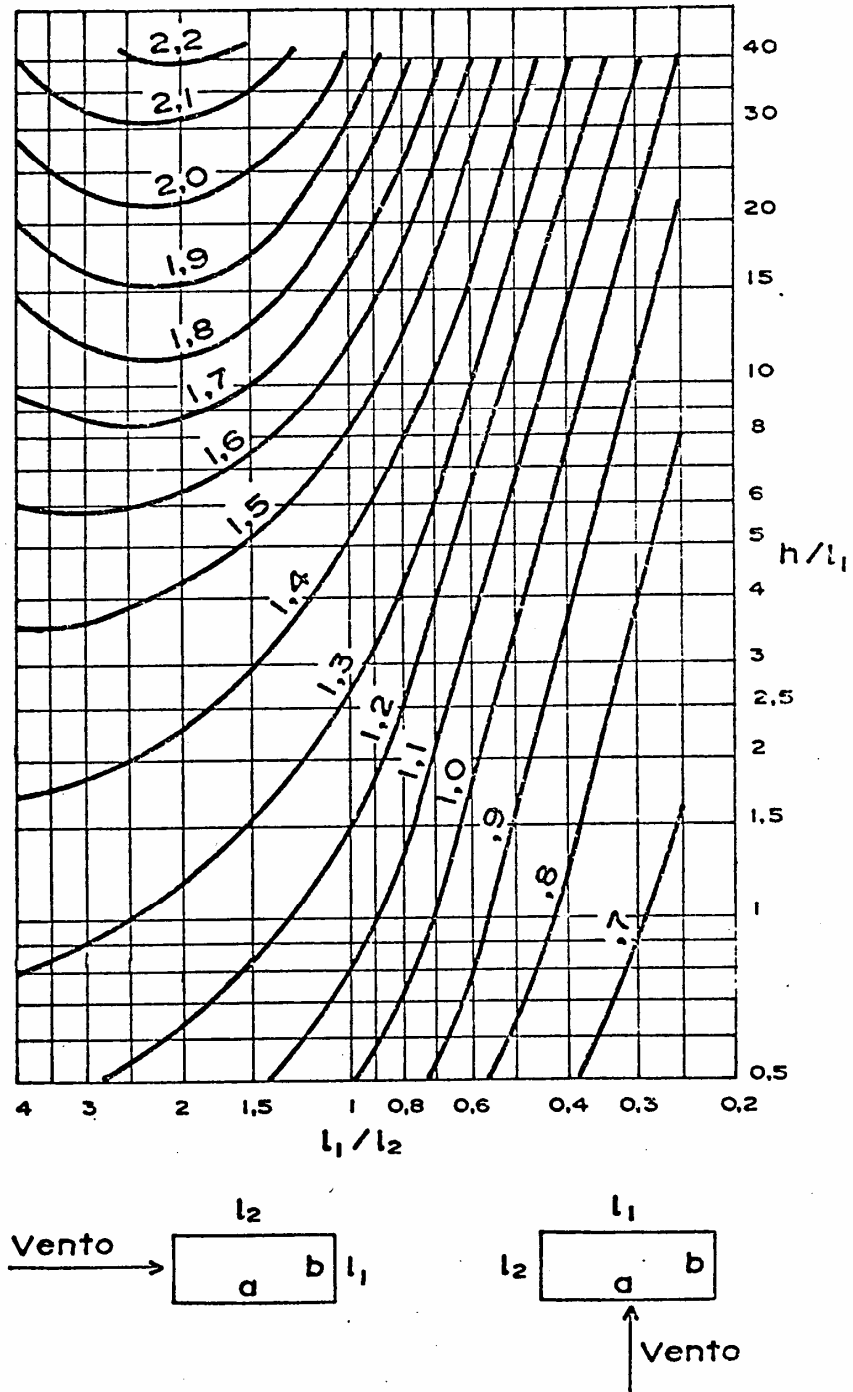
PRUDÊNCIO JUNIOR, Luiz Roberto; OLIVEIRA, Alexandre Lima; BEDIM, Carlos Augusto. **Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto**. Associação Brasileira de Cimento Portland. Florianópolis, 2002.

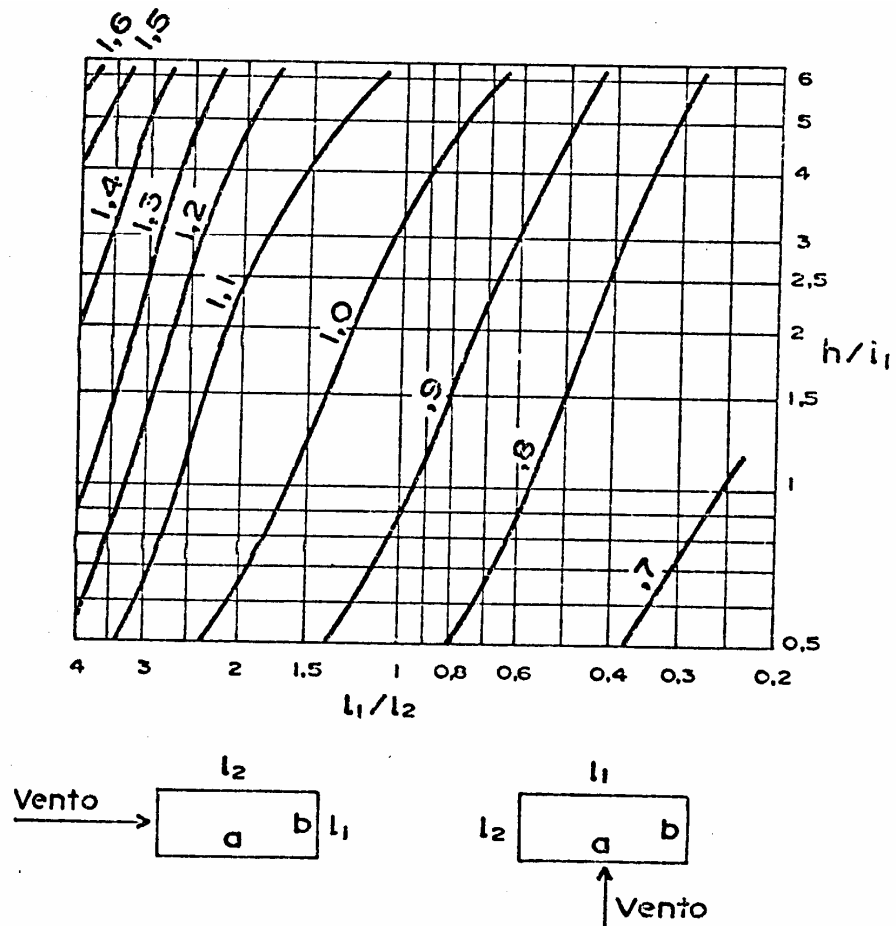
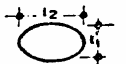
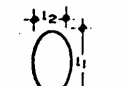
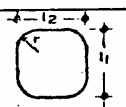
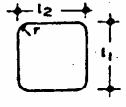
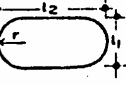
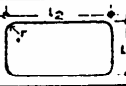
SANTOS, Marcos Daniel Friederich. **Alvenaria Estrutural**. Curso de Extensão. Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

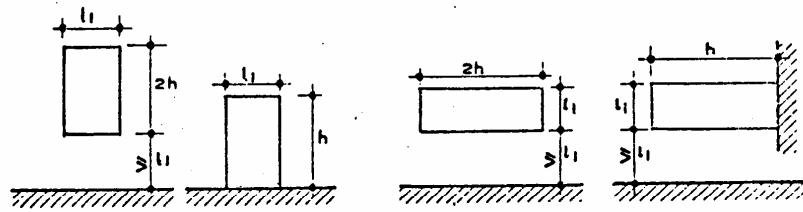
ANEXO 1

ISOPLETAS DA VELOCIDADE BÁSICA DO VENTO vo (m/s)

V_0 - MÁXIMA VELOCIDADE MÉDIA MEDIDA SOBRE 3 SEGUNDOS, QUE PODE SER EXCEDIDA EM MÉDIA UMA VEZ EM 50 ANOS, A 10m SOBRE O NÍVEL DO TERRENO EM LUGAR ABERTO E PLANO.

ANEXO 2

COEFICIENTE DE ARRASTO PARA EDIFICAÇÕES PARALEPIPÉDICAS EM VENTO DE BAIXA TURBULÊNCIA

ANEXO 3

COEFICIENTE DE ARRASTO Ca PARA EDIFICAÇÕES PARALEPIPÉDICAS EM VENTO DE ALTA TURBULÊNCIA

ANEXO 4

COEFICIENTE DE ARRASTO PARA CORPOS DE SEÇÃO CONSTANTE

Vento perpendicular ao plano da figura

Planta		Re × 10^{-5}	h / l_1 1/2	1	2	5	10	20	∞
Círculo (l_1)	liso (metal, concreto, alvenaria rebocada)	≤ 3,5	0,7	0,7	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2
		≥ 4,2	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6
	com rugosidade ou saliências = 0,02 l_1	Todos valores	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	1,0	1,2
	com rugosidade ou saliências = 0,08 l_1	Todos valores	0,8	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,4
→	ELIPSE l_1/l_2 = 1/2	≤ 4,2	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,7
		≥ 7	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
→	ELIPSE l_1/l_2 = 2	≤ 7	0,8	0,8	0,9	1,0	1,1	1,3	1,7
		≥ 8	0,8	0,8	0,9	1,0	1,1	1,3	1,5
→	l_1/l_2 = 1, r/l_1 = 1/3	≤ 3,5	0,6	0,6	0,6	0,7	0,8	0,8	1,0
		≥ 4,2	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,5	0,5
→	l_1/l_2 = 1, r/l_1 = 1/6	≤ 7	0,7	0,8	0,8	0,9	1,0	1,0	1,3
		≥ 8	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6
→	l_1/l_2 = 1/2, r/l_1 = 1/2	≤ 2	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,4
		≥ 3,5	0,2	0,2	0,2	0,2	0,3	0,3	0,3
→	l_1/l_2 = 1/2, r/l_1 = 1/6	Todos valores	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,7
→	l_1/l_2 = 2, r/l_1 = 1/12	Todos valores	0,9	0,9	1,0	1,1	1,2	1,5	1,9

Interpolar linearmente para valores intermediários de Re

Re = 70 000 V_k l_1 (V_k em m/s; l_1 em m)